

# **Transformación de una antigua vivienda en locales comerciales**

# Abstract

The next project consists of the transformation of a two-storey house, to give it a use of commercial premises. It is the result of a structural analysis and design carried out to ensure its stability when the demolition of all the internal walls of the structure is carried out.

The professional practice was carried out in a project located in San José, canton Hospital; property of the company Las Magnolias del Sur S.A.

The main objective of this project is to rethink the structural design of a single-family house to adapt to the new commercial use, undergoing a real situation of preliminary studies, structural design, work planning, project budget, and contact with clients and contractors.

For the realization of this project was used hydraulic machinery for the demolition, and construction of structural elements in reinforced concrete and structural steel.

The project developed resulted in the adjusted design of the structure evidenced in the structural modification plans, in compliance with the current guidelines of Costa Rica, a global work budget and a Gantt diagram with the entire work planning.

Key words: SAP2000, structural design, structural analysis, work planning, global budget.

# Resumen

El siguiente proyecto consiste en la transformación de una vivienda de dos pisos, para darle un uso de locales comerciales. Es el resultado de un análisis y diseño estructural para asegurar su estabilidad cuando se realice la demolición de todos los muros internos de la estructura.

La práctica profesional se realiza en un proyecto ubicado en San José, cantón Hospital; propiedad de la empresa Las Magnolias del Sur S.A.

El principal objetivo de este proyecto es replantear el diseño estructural de una vivienda unifamiliar para adecuarse al nuevo uso comercial, sometiéndose a una situación real de estudios preliminares, diseño estructural, planificación de obra, presupuesto del proyecto, y contacto con los clientes y contratistas.

Para la realización de este proyecto, se utiliza maquinaria hidráulica para la demolición, y construcción de elementos estructurales en concreto reforzado y acero estructural.

El proyecto desarrollado tiene como resultado el diseño ajustado de la estructura evidenciado en los planos de modificaciones estructurales, en cumplimiento con los lineamientos vigentes de Costa Rica, un presupuesto global de obra y un diagrama de Gantt con la planificación de toda la obra.

Palabras clave: SAP2000, diseño estructural, análisis estructural, planificación de obra, presupuesto global.

# **Transformación de una antigua vivienda en locales comerciales.**

FRANZ ALEJANDRO AGUILAR ALVARADO

Proyecto final de graduación para optar por el grado de  
Licenciatura en Ingeniería en Construcción

Noviembre del 2017

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA  
ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN

# Contenido

PREFACIO .....	1
RESUMEN EJECUTIVO .....	2
INTRODUCCIÓN .....	3
MARCO TEÓRICO .....	5
METODOLOGÍA .....	14
RESULTADOS .....	28
ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS .....	62
CONCLUSIONES .....	70
RECOMENDACIONES .....	72
APÉNDICES .....	73
ANEXOS .....	86
REFERENCIAS.....	111



# Prefacio

La empresa constructora Hermanos CDH Ingeniería SRL realiza un diseño no ajustado de una edificación con el fin de utilizar esos planos para tramitología y agilización de tiempos; sin embargo, no cuenta con memorias de cálculo ajustadas y diagramas de interacción para el diseño de las columnas. No sería desde el punto de vista económico, lo más conveniente ejecutar la construcción de un diseño poco ajustado, por lo que se plantea el problema de realizar el diseño estructural del edificio.

El campo del diseño estructural es sumamente importante ya que, constantemente, hay nuevas maneras de superar técnicas constructivas, y, día con día, hay más competencia laboral. Mediante un buen diseño estructural, se puede abaratar costos y maximizar utilidades, sin sacrificar la calidad ni la seguridad.

Además, la clave del éxito de un proyecto de construcción es, en esencia, realizar una buena estimación de costos, y mantener un orden en la obra, que se logra mediante la planificación del proyecto.

El campo de la ingeniería se puede enfocar en muchas ramas; sin embargo, hay ciertas características que todo ingeniero debe considerar al dirigir proyectos de construcción. El presente trabajo pretende ejemplificar un panorama real en donde se interviene una antigua vivienda unifamiliar de dos niveles para darle un uso comercial, convirtiéndola en tres locales comerciales de dos niveles. Todo esto tomando en cuenta que la estructura debe ser sismorresistente y cumplir con los lineamientos del Código Sísmico de Costa Rica.

En resumen, se desea realizar un trabajo integral de las etapas que conlleva un proyecto de esta complejidad.

Para la realización de este proyecto se toma como base el aprendizaje recibido durante el proyecto final del curso Taller de Diseño, primer semestre 2017. Con base a este proyecto se depuraron las memorias de cálculo generadas hasta tener las herramientas necesarias para llevar a cabo el presente proyecto de graduación.

Se extiende un agradecimiento a la empresa Hermanos CDH Ingeniería SRL por el apoyo y confianza brindados a través de la realización de esta práctica profesional dirigida.

# Resumen ejecutivo

El siguiente proyecto responde a una necesidad de la empresa Hermanos CDH Ingeniería SRL al tener un plan de transformación de una vivienda de dos pisos en un edificio apto para locales comerciales en la zona central de San José. El edificio, en su estado original, está formado por una vivienda unifamiliar de seis cuartos, salas de televisión, cochera, patio y terrazas. La idea principal es mantener la mayor cantidad de elementos como cerchas, cubierta de zinc, columnas y vigas. Para poder realizar lo anterior, se requiere un análisis estructural que compruebe la estabilidad de la estructura, realizando las demoliciones de todos los muros internos del edificio.

Este análisis estructural se hace por el método estático y el modal espectral, para comparar dichas metodologías y conocer la importancia de realizar análisis para cada tipo de estructura. Gracias al análisis modal espectral, se logra calcular el cortante basal de manera más exacta, abaratando costos en el diseño estructural. Es el resultado de un análisis y diseño estructural para asegurar su estabilidad cuando se realice la demolición de todos los muros internos de la estructura.

El principal objetivo de este proyecto es replantear el diseño estructural de una vivienda unifamiliar para adecuarse al nuevo uso comercial, sometiéndose a una situación real de estudios preliminares, diseño estructural, planificación de obra, presupuesto del proyecto, y contacto con los clientes y contratistas; es decir, un panorama de lo que se espera manejar como profesional.

Para cumplir los objetivos planteados en este proyecto de graduación, se hacen pruebas de laboratorio al concreto, exploración mediante demolición de elementos estructurales, mediciones y levantamientos de las estructuras... Además, se utilizan software como AutoCAD 2017, SAP2000, Microsoft Project y Microsoft Excel.

El alcance de este proyecto de graduación está previsto al rediseño estructural, presupuesto global de obra, planificación de obra y comparación entre ambos diseños. Sin embargo, hay limitaciones que modifican el alcance. En la planificación de obra, la empresa Hermanos CDH Ingeniería SRL no necesita un Diagrama de Gantt con mano de obra y recursos, ya que se trabaja bajo la modalidad de construcción por administración. Debido a esto, se modifica el alcance del proyecto de graduación en cuanto a planificación de obra, pero se puede participar en una sección del proceso constructivo.

Para las primeras etapas de ejecución del proyecto, se utilizan herramientas manuales para realizar la demolición de muros internos de la estructura, portones, rejas y muebles en general del edificio. Posteriormente, las demoliciones se realizan por medio de equipo neumático. La etapa de construcción abarca refuerzos estructurales en concreto reforzado, y nivelación de los pisos de los locales. En el segundo piso, se toma en cuenta realizar las columnas en el diseño original en acero estructural.

El proyecto logra cumplir, satisfactoriamente, los planos ejemplificando el diseño estructural de las modificaciones, el diagrama de Gantt con dos cortes de fecha, y el presupuesto global de la obra.

# Introducción

El presente trabajo nace con el fin de analizar la intervención de una estructura construida en épocas pasadas (alrededor de la década de los setentas), con el fin de reforzarla y asegurar que sea sismo resistente en cumplimiento con la normativa vigente en Costa Rica. Debido a la alta sismicidad en Costa Rica, por su ubicación en una zona de subducción, es necesario que los diseños de estructuras civiles sean elaborados utilizando metodologías que consideren los efectos de sismo en todos los elementos estructurales. En el país, el Código Sísmico de Costa Rica 2010 contiene los lineamientos mínimos por cumplir para lograr diseños sismorresistentes óptimos desde el punto de vista técnico.

La empresa CDH Ingeniería SRL asume un proyecto de remodelación de una antigua vivienda en la zona de San José, para rediseñarla y hacerla capaz de cumplir un nuevo uso comercial. Dicha empresa genera un diseño estructural de reforzamientos a la estructura para tramitología, y, posteriormente, se ve en la necesidad de un rediseño para disminuir costos.

Es por esta razón, que es necesario realizar todo el estudio y análisis desde el punto de vista estructural del estado y manera, en que se construye la estructura, para valorar si es factible o no la construcción de reforzamientos, o si es necesario su completa demolición y la construcción de una obra nueva.

El estudio comienza con el levantamiento de toda la información, y la generación de planos arquitectónicos de la estructura existente mediante la contratación de un arquitecto y dibujante que haga dicho levantamiento. Con el propósito de satisfacer la necesidad del cliente, se hacen propuestas arquitectónicas armoniosas con el nuevo propósito. Con esta información, se procede a realizar el análisis estructural mediante el software SAP2000, para su posterior rediseño y optimización del diseño actual en cumplimiento con el Código Sísmico de Costa Rica.

Además, al tratarse de un proyecto real con fecha de ejecución, es necesario realizar el presupuesto global de la obra y la programación del proceso constructivo de la obra, tomando en cuenta las modificaciones consideradas en el análisis estructural, para así lograr una integración de las ramas estructural y administrativa de la ingeniería en construcción.

Finalmente, se logra obtener un informe con el análisis beneficio/costo mediante el proceso de reingeniería aplicado a dicha estructura.

# Objetivos

Este proyecto se plantea con el objetivo general de rediseñar el sistema estructural de una vivienda unifamiliar para adecuarse al nuevo uso comercial.

## Objetivos específicos

Para el desarrollo de este trabajo, se plantean los siguientes objetivos específicos.

- Realizar el análisis y diseño estructural óptimo de la nueva estructura para satisfacer los nuevos requerimientos de uso y arquitectónicos.
- Realizar un presupuesto global de la obra con su mano de obra y demás apartados pertinentes a costos en la construcción.
- Realizar la planificación de toda la obra y la organización de la misma, incluyendo un cronograma y Diagrama de Gantt.
- Realizar la comparación entre la estructura original versus la propuesta optimizada en términos de porcentaje de diferencia y monto.

# Marco teórico

## Código Sísmico de Costa Rica 2010

El Código Sísmico de Costa Rica es la normativa vigente que nos establece los requisitos mínimos para el análisis, diseño y construcción de edificaciones sismorresistentes y otras obras en el territorio de la República de Costa Rica (Código Sísmico de Costa Rica 2010). Este código viene a asegurar que todas las construcciones cuenten con lineamientos mínimos de diseño estructural, que permitan primordialmente salvaguardar la vida humana y la integridad física de las personas destinadas a realizar uso de dichas estructuras. De esta manera también se mitiga el impacto económico y social generado por un sismo.

El diseño sismorresistente es gobernado por desplazamientos y deformaciones internas, debido a que ese es el efecto inducido por la acción del sismo sobre la estructura (Aguilar Alvarado, Chaves Martínez, & Montenegro Méndez, 2017).

En Costa Rica, el Código Sísmico de Costa Rica (CSCR 2010), es de acato obligatorio y establece los parámetros mínimos de diseño. Queda a criterio y conocimiento del diseñador si desea solo cumplir este código, o si desea basar su diseño en normativas internacionales que han tenido más presupuesto e investigación. En este caso específico se basó el diseño en códigos de más renombre como lo es el "Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14)" del American Concrete Institute y el "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE 7-10)", de la American Society of Civil Engineers.

## Estructura sismorresistente

Con el paso de los años, los conocimientos en ingeniería estructural se han ido ampliando conforme surgen nuevas investigaciones y mediante el estudio de las fallas de las estructuras a través del tiempo. Todo esto siempre se hace con el fin de crear estructuras sismorresistentes capaces de soportar las sollicitaciones sísmicas alrededor del mundo.

Para conocer más a fondo lo que es una estructura sismorresistente y las consideraciones que debe tener el edificio, el Laboratorio de Ingeniería Sísmica de la Universidad de Costa Rica (2011) indica que para que un edificio sea sismo resistente, se debe cumplir que el efecto de las cargas estáticas y las dinámicas que interactúan con el sistema, hayan sido tomadas en cuenta durante las etapas de diseño y construcción. Así entonces, se logra obtener una configuración estructural eficiente en dimensiones, materiales y componentes tal que sus elementos logran soportar las fuerzas debidas a sismos.

Por otro lado, Francisco Crisafulli (2014) nos explica la sismorresistencia como una estructura de forma general, en la cual se toman en cuenta los conocimientos más actualizados para el diseño de los elementos estructurales, para que sean poco vulnerables ante la amenaza sísmica, respondiendo en el rango elástico. De esta manera se asegura la obtención de una ductilidad del edificio, disipando parte de la fuerza sísmica mediante deformaciones. De este texto podemos deducir que, si el edificio entra a funcionar como disipador de energía mediante las deformaciones, es de esperarse cierto daño a la estructura, como lo es la fluencia del acero en ciertos elementos. Esto es un efecto esperado,

que se piensa con antelación con el fin de buscar la menor afectación posible a las personas.

## Requisitos de los sistemas sismorresistentes

De acuerdo con el capítulo 3 del Código Sísmico de Costa Rica (2010), toda edificación debe tener un sistema estructural compuesto por uno o varios sistemas sismorresistentes, de resistencia, rigidez, y ductilidad apropiadas, capaces de transmitir todas las fuerzas por medio de una o, preferiblemente, de varias trayectorias continuas y redundantes, desde su punto de aplicación hasta los cimientos de la estructura.

Para poder asegurar una estructura sismorresistente, se debe diseñar para resistir todas las combinaciones de carga definidas en el capítulo 6 del CSCR (2010), y satisfacer los desplazamientos definidos en el capítulo 7 del mismo código.

## Análisis estático

Este método cuantifica los efectos del sismo sobre la edificación mediante el análisis elástico-lineal del sistema estructural solicitado por un conjunto de fuerzas estáticas horizontales aplicadas en cada uno de sus niveles. El valor de estas fuerzas es el resultado de suponer un primer modo de oscilación cuyos componentes en cada entrepiso son proporcionales a su altura y un cortante en la base igual al producto del coeficiente sísmico por el peso total de la edificación (Código Sísmico de Costa Rica, 2010).

### Limitaciones

Dado que este método es aproximado, existen una serie de limitaciones, que se deben cumplir, en las estructuras para poder utilizar este método, y que sus resultados sean confiables y representativos de la realidad. Es imprescindible cumplir con los siguientes requerimientos.

- Edificios regulares en altura
- Edificios regulares en planta
- Edificios con un número de pisos no superior a cinco, ni altura máxima sobre el nivel de calle o de acceso superior a veinte metros

## Cortante en la base

En este método, se calcula la fuerza cortante en la base como una fuerza horizontal en cada dirección ortogonal, cuyo valor total responde a la siguiente ecuación (Código Sísmico de Costa Rica, 2010):

$$V = CW \quad (\text{Ecuación 1})$$

Donde:

- V: cortante en la base o sumatoria de todas las fuerzas sísmicas horizontales en cada dirección ortogonal.
- C: coeficiente sísmico obtenido según el capítulo 5 del CSCR 2010.
- W: peso total de la edificación para efectos sísmicos.

## Estimación del periodo del primer modo de vibración

En el Código Sísmico de Costa Rica, se presenta un método para realizar la estimación del periodo del primer modo de vibración de la estructura, que se detalla en el capítulo 7, sección 7.4.5.

$T = 0.12$  N, para edificios tipo marco formados exclusivamente por marcos de acero.

$T = 0.10$  N, para edificios tipo marco formados exclusivamente por marcos de concreto.

$T = 0.08$  N, para edificios tipo dual con sistemas de marcos y muros estructurales, marcos arriostrados con muros de mampostería.

$T = 0.05$  N, para edificios tipo muro formados, exclusivamente, por muros estructurales o marcos arriostrados.

Donde:

- T: periodo fundamental en segundos.
- N: número total de pisos.

En el caso de que se cuente con un modelo sísmico, resulta más preciso calcular el periodo del primer modo de vibración y extraerlo del modelo.

## Análisis modal espectral

De acuerdo con el Código Sísmico de Costa Rica (2010), cuando una estructura no posee ciertas características de regularidad en altura y en planta, no es correcto realizar un análisis estático. Para todas las demás estructuras, se debe realizar un análisis que tome en cuenta los distintos modos de vibración. Este tipo de análisis se llama modal-espectral. Las estructuras poseen por sí solas la capacidad de vibrar, de tal manera que depende exclusivamente de la rigidez y la masa de un sistema estructural (Salas, Análisis modal espectral. Teoría y Aplicación con SAP2000, 2017). De esta manera, la ecuación de movimiento de un sistema se define como:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -Mi\ddot{u}_g \quad (\text{Ecuación 2})$$

De la ecuación anterior, se conoce que representa un sistema de N ecuaciones diferenciales acopladas entre sí, en donde N son los grados de libertad del sistema que se está analizando. Por la naturaleza de la ecuación, y que solo se tiene una incógnita (u), se debe satisfacer la ecuación para que  $\ddot{u}$ ,  $\dot{u}$  y u en el mismo instante de tiempo t, donde:

- M representa la matriz de masa del sistema estructural.
- C representa la matriz de amortiguamiento.
- K representa la matriz de rigidez.

Al resolver la ecuación anterior, se obtiene un análisis tiempo historia, en el cual se puede registrar la aceleración  $\ddot{u}$ , velocidad  $\dot{u}$  y desplazamiento u de cada grado de libertad que se contempla en la matriz de rigidez utilizada. Sin embargo, es muy complicado resolver la ecuación de manera analítica. Debido a esto, se acude a los métodos numéricos para obtener la respuesta deseada. Además de la resolución de la ecuación diferencial como tal, se puede obtener la respuesta haciendo un análisis del tipo modal. Para resolver la ecuación de movimiento, se realiza el siguiente cambio de variable.

$$u = \Phi q \quad (\text{Ecuación 3})$$

Donde:

- $\Phi$  es la matriz de modos del sistema
- q es el vector de desplazamientos modales y depende del tiempo.

La matriz de modos, y la frecuencia o el periodo de cómo vibra una estructura según cada modo, que se tenga, se obtienen al resolver:

$$k\Phi_n = \omega_n^2 M\Phi_n \quad (\text{Ecuación 4})$$

$$(k - \omega_n^2 M)\Phi_n = 0 \quad (\text{Ecuación 5})$$

La ecuación anterior es un problema de valores y vectores propios. Al realizar los auto valores y auto vectores de las matrices K y M, se tiene como resultado la matriz de modos de vibrar  $\Phi$  y las frecuencias angulares cuadradas del sistema  $\omega^2$ . Para obtener los periodos de la estructura, se debe obtener la frecuencia angular, como  $\sqrt{\omega^2}$ . El periodo se calcula como:

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega} \quad (\text{Ecuación 6})$$

Al obtener la matriz de modos y periodos del sistema, y reemplazando en la ecuación de movimiento, se tiene que:

$$M\phi\ddot{q} + C\phi\dot{q} + K\phi q = -Mi\ddot{u}_g \quad (\text{Ecuación 7})$$

Pre multiplicando la ecuación de movimiento por  $\Phi^T$ , se tiene que:

$$\phi^T M \phi \ddot{q} + \phi^T C \phi \dot{q} + \phi^T K \phi q = -\phi^T M i \ddot{u}_g \quad (\text{Ecuación 8})$$

La ecuación anterior sigue siendo un sistema de N ecuaciones, pero ahora desacopladas, ya que se puede resolver cada ecuación por separado. Esto debido a que cada una depende del  $\Phi$  asociado para  $\Phi_n$  cuando n es el grado de libertad analizado. Las matrices  $\Phi^T M \Phi$  y  $\Phi^T K \Phi$  son matrices diagonales debido a la propiedad de ortogonalidad de los vectores propios. La matriz  $\Phi^T C \Phi$  es diagonal sí y solo sí la estructura cuenta con un amortiguamiento clásico (todas las estructuras cuentan con amortiguamiento clásico a menos que estas contemplen dispositivos disipadores de energía como amortiguadores viscosos, por ejemplo). Para un modo n, la ecuación de movimiento es:

$$\phi_n^T M \phi_n \ddot{q}_n + \phi_n^T C \phi_n \dot{q}_n + \phi_n^T K \phi_n q_n = -\phi_n^T M i \ddot{u}_g \quad (\text{Ecuación 9})$$

Donde:

$$\phi_n^T M \phi_n = M_n \quad \longrightarrow \quad \text{Masa modal} \quad (\text{Ecuación 10})$$

$$\phi_n^T M i_x = L_{nx} \quad (\text{Ecuación 11})$$

Si se toma la ecuación para un modo n, y se divide en Mn se tiene:

$$\ddot{q}_n + 2\xi\omega_n\dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = -\Gamma_{nx}\ddot{u}_{gx} \quad (\text{Ecuación 12})$$

Donde:

$$\frac{\phi_n^T K \phi_n}{M_n} = \omega^2 \quad (\text{Ecuación 13})$$

$$\frac{\phi_n^T C \phi_n}{M_n} = 2\xi\omega_n \quad (\text{Ecuación 14})$$

$$\frac{L_{nx}}{M_n} = \Gamma_{nx} \quad (\text{Ecuación 15})$$

Nota:  $\Gamma_{nx}$  se llama factor de participación modal, depende de la normalización de los modos de un sistema y, además, a pesar de su nombre, no es una medida de la contribución de un modo a una cierta cantidad de respuesta.

La respuesta en función del tiempo está dada por:

$$q_n(t) = \Gamma_{nx} D_n(t) \quad (\text{Ecuación 16})$$

$D_n(t)$  es la historia en el tiempo de un sistema de 1 grado de libertad, de manera que si se reemplaza  $q_n(t)$  en la ecuación de movimiento, se obtiene:

$$\ddot{D}_n(t) + 2\xi\omega_n\dot{D}_n(t) + \omega_n^2 D_n(t) = -\ddot{u}_{gx}(t) \quad (\text{Ecuación 17})$$

Recapitulando, para obtener los desplazamientos nodales de los grados de libertad de una estructura, se tiene:

$$u(t) = \phi q(t) = \sum_n \phi_n \Gamma_{nx} D_n(t) \quad (\text{Ecuación 18})$$

Las fuerzas estáticas equivalentes ( $f_s$ ) son fuerzas laterales, que simulan un sismo; la finalidad de estas es actuar sobre los grados de libertad, de manera que el desplazamiento obtenido sea igual al que le impone el sismo a la estructura.

$$f_s(t) = K_u(t) = \sum_n K \phi_n \Gamma_{nx} D_n(t) = \sum_n S_n \omega_n^2 D_n(t) \quad (\text{Ecuación 19})$$

En este caso, la matriz de modos  $\Phi$  representa la forma de vibrar de una estructura, y da la deformada de esa estructura cuando está vibrando. De esta manera, para cada uno de los modos, se tiene una deformada diferente. Las fuerzas laterales equivalentes ( $S_n$ ) no tienen unidades de fuerza sino de masa, y representan la magnitud de las “fuerzas” de piso que deforma la estructura modalmente.

El vector de fuerzas  $S$ , que corresponde a la sumatoria de  $S_n$ , está dado como la multiplicación de la matriz de masa por el vector de colocación  $i_x$ . Para obtener el vector  $S_n$ , se debe multiplicar la matriz de masa por el factor de participación modal  $\Gamma_{nx}$  y por la deformada modal  $\phi_n$  de un modo n cualquiera.

$$S_n = M \phi_n \Gamma_{nx} \quad (\text{Ecuación 20})$$

$$S = M i_x \quad (\text{Ecuación 21})$$

$$\sum S_n = S \quad (\text{Ecuación 22})$$

La respuesta modal de un sistema se divide en la contribución estática, que aporta la estructura, gracias a sus propiedades dinámicas, y, además, a la contribución de aceleración que le impone el suelo al llegar un sismo. Esta se conoce como contribución dinámica. La contribución estática se realiza gracias al factor  $r_n(t)$  conocido como factor de contribución modal, y se representa como:

$$r_n(t) = r_n^{st} \omega_n^2 D_n(t) = r_n^{st} \bar{r}_n \omega_n^2 D_n(t) \quad (\text{Ecuación 23})$$

$$\bar{r}_n = \frac{r_n^{st}}{r^{st}} \quad (\text{Ecuación 24})$$

Para calcular el corte basal de una estructura, el factor de contribución estático es:

$$V_{bn}^{st} = \sum_{j=1}^N S_n(j) \quad (\text{Ecuación 25})$$

Para calcular el desplazamiento de techo de una estructura, el factor de contribución estático es:

$$U_{upn}^{st} = k^{-1} * S_n(n) \quad (\text{Ecuación 26})$$



Para calcular el momento volcante de una estructura, el factor de contribución estático es:

$$M_{bn}^{st} = \sum_{j=1}^N h_n S_n(j) \quad (\text{Ecuación 27})$$

La contribución estática se obtiene de espectro, ya sea de diseño o de respuesta, por lo que  $D_n(t)$  es:

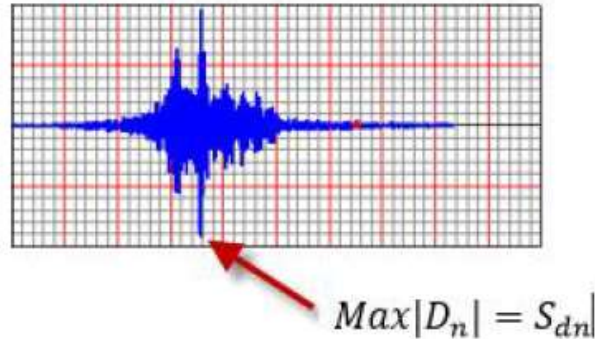


Figura 1. Contribución estática que aporta la estructura gracias a sus propiedades dinámicas. Imagen tomada del material del curso Análisis Elástico Lineal con SAP2000.

De manera que el valor de  $D_n(t)$  es el valor de pseudo-desplazamiento, que entregan los códigos en sus espectros de diseño, con la salvedad que los códigos de diseño entregan el valor de pseudoaceleración ( $S_a$ ), por lo que su relación es:

$$S_a = \omega_n^2 S_d \quad (\text{Ecuación 28})$$

De manera que la respuesta modal a una sollicitación cualquiera es la multiplicación de la contribución estática más la dinámica, o sea:

$$r_n = r^{st} \bar{r}_n S_a \quad (\text{Ecuación 29})$$

La respuesta modal de las sollicitaciones estudiadas es una matriz de  $n \times n$  donde se tienen  $n$  filas que corresponden a los grados de libertad de la estructura, y  $n$  columnas correspondientes a cada uno de los modos  $\phi_n$  del sistema, lo que quiere decir que tenemos  $n$  cantidad de resultados para un solo gdl. La forma de unir esos  $n$  cantidad de resultados en uno solo; se llama combinación modal, y existen dos formas al menos tradicionales, la llamada CQC (complete quadratic combination), cuya formulación es:

$$r_0 = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} r_{io} r_{jo}} \quad (\text{Ecuación 30})$$

$$\rho_{ij} = \frac{8\zeta^2 \beta^{\frac{1}{2}}}{(1+\beta)(1-\beta)^2 + 4\zeta^2 \beta(1+\beta)} \quad (\text{Ecuación 31})$$

$$\beta = \frac{T_i}{T_j} \quad (\text{Ecuación 32})$$

También existe, una alteración del CQC llamado SRSS, cuya formulación es mucho más simple. Cuando se tiene que los periodos entre un modo y otro son muy cercanos, el factor  $\rho_{ij}$  del CQC tiende a 1, de manera que se pasa a tener:

$$r_0 = \sqrt{\sum_n r_{n0}^2} \quad (\text{Ecuación 33})$$

## Software de modelación SAP2000

El software SAP 2000 es de la casa de "Computers and Structures Incorporation (CSI)", que se utiliza para realizar análisis estructural de prácticamente todas las estructuras. Con este software las posibilidades se podrían decir que sean infinitas, ya que con él se pueden modelar las estructuras a su conveniencia con las medidas y distribuciones deseadas. Este programa basa su análisis de estructuras en los elementos finitos, por lo que con la modelación precisa de cualquier estructura (edificios, puentes, naves industriales, puentes, tanques de almacenamiento, estadios, etc.)

Se caracteriza por la flexibilidad de modelos, que permite elaborar y analizar, cuenta con cálculos y resultados de considerable fiabilidad, así como con métodos de análisis desde estáticos y lineales, hasta no lineales, dinámicos y temporales. Permite también la evaluación de elementos particulares y de estructuras bajo condiciones específicas, tomando en cuenta los

materiales y composición de los mismos (Aguilar Alvarado, Chaves Martínez, & Montenegro Méndez, 2017).

## Diseño de estructuras en concreto

Para entender el diseño de estructuras en concreto reforzado, se deben entender los materiales por separado que lo conforman. Ellos son el concreto y el acero. A continuación, estos se abordan para conocer cómo se comportan unidos, formando el concreto reforzado.

### Concreto

El concreto es un material, que se asemeja a la piedra obtenida de la mezcla proporcionada por cemento, agregado fino, agregado grueso, agua y aditivos, si los hubiera. En la mezcla, se puede afirmar que el agregado fino y el grueso forman el cuerpo del concreto, mientras que el cemento, el agua y los aditivos forman reacciones químicas que permiten unir las partículas de agregado y conformar una masa sólida.

Mediante un ajuste en la dosificación, se pueden obtener amplios rangos en la magnitud de la resistencia a la compresión. Además, se deben cuidar los factores como el cuidado, con el cual se mezclan los agregados, de las condiciones de humedad y las de temperatura bajo las cuales se elabora la confección del concreto, y en donde permanece hasta llegar a su endurecimiento.

Las razones por las cuales el concreto se considera un material de construcción universal son amplias. Una de ellas consiste en la facilidad con la cual, mientras el concreto se encuentra en estado plástico, puede depositarse y llenar las formaletas y moldes de cualquier forma.

El concreto cuenta con alta resistencia al fuego y al clima: mientras que cuenta con resistencias a la compresión uniaxial similares a la de una piedra natural. Los materiales, a excepción del cemento y el agua, son fáciles de conseguir y están disponibles a un bajo costo. Sin embargo, el concreto como cualquier otra piedra natural, son de naturaleza frágil y tienen poca resistencia a la tensión. Es por esta razón que, alrededor de la segunda mitad del siglo XIX, se considera factible la utilización de acero para reforzar la sección de

concreto, con la salvedad de que el acero tiene muy buena resistencia a la tensión (Nilson, 1999).

### Acero de refuerzo

El acero se define por la Real Academia Española como la aleación de hierro y carbono, en la que este entra en una proporción entre el 0,02 y el 2 %, y que, según su tratamiento, adquiere especial elasticidad, dureza o resistencia. El acero de refuerzo está usualmente conformado por barras circulares corrugadas, que resistan las cargas últimas de diseño y proporcionen adherencia.

El acero trabaja efectivamente a la tensión, propiedad de la cual carece el concreto. Es por esta razón, que se decide unir ambos materiales y dar paso a un nuevo producto, el concreto reforzado.

### Concreto reforzado

Es la combinación de los dos materiales antes mencionados, el concreto y el acero de refuerzo. Este nuevo material combina una cantidad de ventajas de ambos materiales, que lo hacen muy competitivo en el ámbito de la construcción. Estas ventajas son las siguientes (Nilson, 1999):

- El costo relativamente bajo.
- La buena resistencia al clima y al fuego.
- La buena resistencia a la compresión.
- La excelente capacidad de moldeo del concreto aunado a la excelente resistencia a la tensión.

### Diseño sísmico

Nilson (2009) indica cómo afecta un terremoto desde el punto de vista de las estructuras, en donde señala que los sismos consisten en movimientos horizontales y verticales aleatorios en la superficie de la tierra. Además, señala que, a medida que estos movimientos ocurren, la inercia intenta mantener la estructura en su posición original, lo que origina fuerzas en los elementos que podrían resultar en catástrofes. El propósito de realizar un diseño sísmico es dimensionar las estructuras de manera que sean capaces de resistir los desplazamientos y las fuerzas inducidas por el sismo.

Históricamente, alrededor del mundo, se ha encontrado que las fuerzas horizontales inducidas durante un sismo, provocan más daños que las fuerzas verticales. Esto se debe a que, comúnmente, las estructuras tienen más resistencia a la carga vertical que a la horizontal. Cuando se realiza un diseño estructural, la intensidad del sismo se mide en términos de aceleración. A pesar de que se pueda conocer el parámetro de la aceleración pico efectiva de diseño, entre más se acerque la aceleración del sismo a la aceleración de diseño, más peligroso puede ser para la estructura. Además, en el caso de que la frecuencia del sismo se acerque a la frecuencia natural de la estructura, mayor es el potencial de daño.

En el diseño sísmico de estructuras, se pueden tomar en cuenta distintos tipos de comportamiento que se quieren obtener con la estructura. Es decir, el diseñador puede optar por dos opciones para soportar las fuerzas inducidas por sismo. La primera es dimensionar la estructura para que sea capaz de resistir las cargas inducidas, y mantener su comportamiento dentro del rango elástico de la estructura. La segunda trata de dimensionar estructuras menos robustas, que permitan disipar energía, mediante las deformaciones de la estructura. Sin embargo, con esta segunda opción, se debe diseñar la estructura para que soporte grandes deformaciones inelásticas pero manteniendo su capacidad de carga. Esto es particularmente complicado ya que, a la hora de introducir excentricidades grandes en las cargas, se puede inducir a la inestabilidad de los elementos estructurales debido a la esbeltez de la estructura y demás factores que reducen significativamente la resistencia de los elementos.

## Presupuesto

De acuerdo con la Real Academia Española, un presupuesto se define como: “el cómputo anticipado del coste de una obra o de los gastos y rentas de una corporación” (Real Academia Española).

En una obra de construcción, es usual y recomendable contar con una estimación previa de los costos asociados a la construcción de la obra, sea cual sea su naturaleza. Es una buena práctica que el ingeniero o constructor a cargo de la obra logre concluir con éxito su proyecto de construcción con los recursos estimados

previamente. Es por esta razón que el presupuesto de una obra tiene tanta importancia y se debería realizar en todos los proyectos de construcción. Existen diversas maneras de calcular presupuestos en la construcción, que vienen de la mano con el tipo de presupuesto que se desea. Consuegra (2002) establece que existe un solo tipo de presupuesto; sin embargo, se distinguen entre sí basados en el grado de precisión. En Costa Rica, se conocen, popularmente, dos tipos de presupuestos, que son el global y el detallado.

### Presupuesto global

Este tipo de presupuesto, como su nombre lo indica, estima los costos involucrados en la construcción de manera general. Es común en la realización de este tipo de presupuestos, utilizar técnicas de estimación de costos; es necesario conocer información histórica y/o estadística que permita aplicar conocimientos a proyectos de construcción, que no tienen el alcance definido, o cuentan con definiciones incompletas.

### Presupuesto detallado

Este tipo de presupuesto es mucho más laborioso, ya que no se basa en estimaciones, sino en información precisa y calculada con exactitud. A diferencia de los presupuestos globales, para poder realizar un presupuesto detallado, se debe contar con toda la información bien clara y definida. Esto con el fin de poder realizar el conteo de todos los materiales de manera precisa, y así conocer el precio final de manera más exacta.

## Rendimiento de materiales

Para realizar presupuestos, se deben conocer los rendimientos de los materiales en la construcción, con el fin de cuantificar la cantidad de materiales necesarios para llevar a cabo cierta cantidad de trabajo. Dada la naturaleza de la construcción, estos temas se han estudiado a través del tiempo, por lo que, en la actualidad, se cuenta con estudios que muestran el rendimiento. Es importante adecuar los rendimientos teóricos con el tipo de obra, ya que, de una a otra, pueden haber muchas incertidumbres implícitas.

# Rendimiento de mano de obra

Consuegra (2002) afirma que: “la cantidad de tiempo que emplea un obrero para ejecutar una determinada cantidad de obra se denomina rendimiento y puede establecerse mediante encuestas y mediciones realizadas en el trabajo”.

Sin embargo, este rendimiento es más delicado de estudiar, ya que no solo depende de las capacidades o habilidades de la persona, sino que hay ciertos factores externos que afectan el rendimiento. Se debe recordar que, a pesar de su capacidad física o su grado de especialización, el trabajo se desarrolla en un medio ambiente asignado por la dirección del proyecto: y dependiendo del medio ambiente, es más o menos productivo, dependiendo de los siguientes factores:

- Existen lineamientos y sistemas, que permitan planear y delegar el trabajo a cada trabajador, y cada persona sabe qué hacer.
- Se le provee, al trabajador, los materiales y equipos necesarios para permitir un óptimo desempeño del obrero.
- Se tiene una inspección adecuada del trabajo del obrero y del movimiento de materiales y equipos.

## Planificación de obra

La planificación y control de una tarea o actividad es el proceso de definir, coordinar y determinar el orden en que deben realizarse las actividades con el propósito de lograr la más eficiente y económica utilización de los equipos, elementos y recursos disponibles; además, de eliminar divisiones innecesarias de los esfuerzos realizados. Este proceso se establece o se define en un plan de trabajo, que debe ser controlado a lo largo de la actividad para saber si se está cumpliendo o si debe ser sometido a una revisión o modificación a fin de que se pueda cumplir con el objetivo final.

Es de suma importancia, en el proceso de planificación de obra, establecer mecanismos que permitan medir el avance real de la actividad en estudio. De esta manera, es posible comparar, constantemente, el avance real contra el

programado, y definir si estamos cumpliendo con el programa.

El programa, que se genera para cada actividad, debe permitir cumplir con los siguientes puntos:

- Conocer la actividad que no se está desarrollando de acuerdo con el programa.
- Poder tomar una decisión en el momento adecuado.
- Mostrar orden y disciplina de trabajo.
- Proporcionar un medio de comunicación tanto vertical como horizontal.

Los principios básicos de una programación y su control se pueden aplicar a cualquier tipo de proyecto, ya sea sencillo o complejo. Resulta beneficioso contar con un plan de trabajo, que permita contar con un conjunto de programas detallados, que determinan el orden, los métodos de construcción y la organización para la ejecución de las obras. Es decir, consiste en planear, para cada etapa del proyecto, cuándo, con qué, y cómo se ejecutará. El estudio del plan de trabajo es, por lo tanto, idealmente, previo a la iniciación de los trabajos. Su objeto es evitar que, durante la construcción, se improvise sobre cuál parte de la obra debe iniciarse en ese momento, con qué equipo o herramientas se va a ejecutar, qué operarios se destinan a esa actividad, quién es su jefe y cuáles sus atribuciones. Es una buena práctica utilizar los principios de la programación al resto de la organización, como las bodegas, la contabilidad y demás servicios (Universidad de Chile, s.f.).

Es posible que existan distintos planes de trabajo para un mismo proyecto; sin embargo, el plan de trabajo con menor costo de construcción, es el que mejor coordina las distintas etapas de la construcción. Esto es posible gracias a que provee la continuidad necesaria al trabajo y sistematiza, en lo posible, lo que cada proceso debe ser y le permite, al operario, saber exactamente lo que debe realizar. En resumen, un buen plan de trabajo debe:

- Establecer las fechas en que los operarios, materiales y equipos deben llegar a la obra.
- Fijar las normas para controlar los avances, rendimientos, costos...
- Elegir los métodos de trabajo y equipos por emplear.

- Fijar la ubicación de los talleres, oficinas, bodegas, plantas de fuerza, comedores, casas para habitación...

consulta en las distintas etapas del proceso. Esto hace más efectiva la comunicación entre los responsables.

## Diagrama de Gantt

A principios del siglo XX, el ingeniero norteamericano Henry Gantt diseña un modelo de planificación, que relaciona dos elementos básicos en cualquier proyecto: las tareas previstas y el tiempo estimado para la realización de las mismas. Su aporte es tan significativo que aún hoy, casi un siglo después, el modelo sigue aplicándose en numerosas empresas del mundo entero (Universidad de Barcelona, 2016).

En términos generales, el diagrama de Gantt consiste en una representación gráfica con dos ejes, uno horizontal y otro vertical, que cumplen el objetivo de monitorear la ejecución de proyectos. Este tiene la facilidad de ser plasmado mediante software especializado, hojas de cálculo o incluso a mano. Su principal virtud es la visualización de las distintas fases del proceso y, a la vez, la posibilidad de introducir cambios permanentes que mejoren la eficacia de las tareas propuestas. Entre sus principales ventajas, se destacan las siguientes.

- Facilita la organización de las ideas. Los proyectos, sobre todo al inicio, tienden a la dispersión o al planteamiento de numerosas opciones de ejecución.
- Demuestra las aptitudes gestoras de quien lo diseña. Un diagrama bien presentado, con sus fases consecuentemente representadas, revela la profesionalidad del director del proyecto y promueve la implicación del resto del grupo.
- Establece plazos realistas de ejecución. Las barras de gráfico indican en qué período se lleva a cabo una tarea, lo que aporta una perspectiva temporal útil para la consecución de objetivos. En este aspecto, también deben tenerse en cuenta las distintas variables, externas o internas, que pueden requerir tiempo y recursos.
- Aumenta el compromiso de todos los participantes. Si el diagrama es claro y está ubicado en un lugar visible, el recurso puede convertirse en un buen elemento de

## Requisitos previos para elaborar un diagrama de Gantt

Por la naturaleza y propósito del diagrama de Gantt, se exige un conocimiento amplio del proyecto por parte de quienes van a ejecutarlo. Dado que, el propósito de la realización de un diagrama de Gantt es ordenar y planificar un proyecto, se requiere de un gran esfuerzo previo de recolección de información, sin el cual es imposible adaptar el proyecto. A continuación, se detallan algunos aspectos del trabajo previo necesario y sus principales elementos.

- Determinar cuántas fases tiene el proyecto y cuáles son las más importantes.
- Para la ejecución de esas fases, además, los gestores deben tener la información necesaria sobre las mejores estrategias que les permitan cumplir con las tareas propuestas.
- La definición de las fases va de la mano con la estimación de los plazos.
- Definir las estrategias de trabajo. Los métodos de ejecución de tareas no pueden ser los mismos si el grupo de trabajo está compuesto por dos personas, por cincuenta o por cien. La comunicación y las relaciones entre los miembros son distintas cada vez.

# Metodología

En primer lugar, es importante recalcar que el proyecto se enfoca en una estructura ubicada en la provincia de San José, en el cantón central. La vivienda unifamiliar se presume que se construye alrededor de los años setenta, en cumplimiento con las normativas vigentes para la época. Sin embargo, a pesar de las buenas prácticas de construcción en la época, no es posible la consecución de planos de ninguna índole. Es por esta razón que el Ingeniero Ronald Chang procede a hacer un levantamiento de la estructura para plasmarla en planos, asumiendo ciertas características (por ejemplo, el refuerzo de los elementos estructurales), que, posteriormente, se deben revisar en campo.

Al tratarse de un rediseño, se realiza una recolección de los datos utilizados por el Ingeniero Ronald Chang en la generación de los planos creados con la intención de agilizar el proceso de tramitología. En este apartado, se pretende conocer el estado de los elementos estructurales de la edificación, con el fin de verificar si son o no aptos para su integración en la nueva construcción.

Es necesaria la revisión de la resistencia de los materiales de la estructura. Esta información se obtiene por medio de pruebas no destructivas al concreto de los elementos. Además, es necesaria la exploración de algunos elementos estructurales para conocer las características del refuerzo en vigas y columnas. Esta se realiza de manera manual mediante la demolición parcial de los elementos seleccionados.

Posteriormente, se analiza la información recolectada y se contrasta con las nuevas solicitudes de la estructura y los nuevos lineamientos constructivos pactados en el Código Sísmico de Costa Rica. En este análisis, es de suma importancia la exploración realizada a la estructura, aprovechando que, de acuerdo con las modificaciones arquitectónicas, es necesaria la demolición de una sección completa de la antigua vivienda. De esta manera, se logra hacer la

comparación del estado y resistencias de los materiales, contra las resistencias mínimas establecidas en el Código Sísmico de Costa Rica (2010).

Durante la revisión en campo, de no haberse cumplido con los requisitos mínimos, se analiza si es mejor económicamente reparar los elementos, que no cumplan con las características necesarias; o si es preferible reemplazarlas. Este análisis se lleva a cabo mediante el análisis costo/beneficio, y se formula una propuesta al cliente.

Posteriormente, se realiza la revisión de la capacidad y resistencia estructural de los elementos actuales (en cuanto a resistencia de diseño de cargas aplicadas), de manera que se pueda comparar esta resistencia con las nuevas solicitudes de carga de la estructura. Estas cargas son tomadas del Código Sísmico de Costa Rica, capítulo 6 (referencia #2).

Una vez que se logra conseguir la información preliminar para realizar el análisis estructural, se procede a realizar la modelación de la estructura tomando en cuenta todas las modificaciones arquitectónicas necesarias, al igual que las modificaciones estructurales a criterio propio de reforzamiento de la estructura. También se cuenta con la experiencia del ingeniero Ronald Chang para la ubicación de elementos estructurales nuevos, que permitan la redundancia de los elementos sismorresistentes de la estructura. El modelado y análisis de la estructura se lleva a cabo mediante el software SAP2000, siempre tomando en cuenta los lineamientos del Código Sísmico de Costa Rica.

En último lugar, se procede a realizar el diseño de los elementos estructurales por adicionar a la estructura, en cumplimiento con la normativa nacional y, además, cumpliendo los requerimientos del “American Concrete Institute ACI318s-14”. Los procesos de diseño se logran mediante la utilización de memorias de cálculo

propias, generadas mediante el programa Microsoft Excel.

establecidos por el CSCR2010 y al ACI 318S-14 el esfuerzo de fluencia es de  $f_y = 2,800 \text{ kg/cm}^2$ .

## Cargas aplicadas

Las cargas de diseño de la estructura se calculan de forma manual, previendo el uso que se le quiere dar a la estructura. De acuerdo a su uso, se determinan las cargas gravitacionales (permanentes y temporales), con la ayuda del capítulo 6 del CSCR 2010. Una vez que se tiene el valor de carga por metro cuadrado estimado, se procede a realizar el cálculo del peso total de las cargas del edificio mediante la herramienta Microsoft Excel. En este caso se busca el uso que se le dará a los locales, y se toman en cuenta los valores críticos de acabados, divisiones livianas, instalaciones electromecánicas y demás para calcular el peso total del edificio.

## Materiales

Para este análisis y diseño estructural se tomaron en cuenta los siguientes valores de resistencia de los distintos materiales:

- Concreto estructural: con resistencia a la compresión  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$  para las vigas y columnas estructurales. Este material tiene un peso específico normal de  $\gamma = 2.400 \text{ kg/m}^3$  y el módulo de elasticidad es  $E = 218,819.79 \text{ kg/cm}^2$ , valor que responde a la siguiente ecuación:

$$E = 15.100 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (\text{Ecuación 34})$$

- Acero de refuerzo: con peso específico de  $\gamma = 7.850 \text{ kg/m}^3$  y una resistencia a la fluencia de  $f_y = 2,800 \text{ kg/cm}^2$ .
- Entrepiso de losa en dos direcciones, sin sistema de viguetas, de 15 cm de espesor, y acero de refuerzo en las dos direcciones, con una resistencia del concreto de  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ .
- Cimentación: de concreto a un nivel de desplante de 0,70 m donde la capacidad admisible del suelo es de  $10.000 \text{ kg/m}^2$  aproximadamente, con una resistencia  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ . Poseen una malla de refuerzo calculada con los lineamientos

## Modelación en SAP2000

La modelación con el software SAP2000 se realiza con la versión 19.0; dicha versión era la más actualizada de este software a la hora de realizar el análisis. Para la modelación de una estructura en este software, primero se debe de conocer el concepto arquitectónico del edificio, respetando los materiales a utilizar y el dimensionamiento y distribución del edificio. Además, se debe conocer el uso que se le dará a la estructura, para realizar una estimación de la carga a la que será sometida la estructura, ya sea por ocupación o almacenamiento de algún equipo fijo. De esta manera, el primer paso es dibujar la forma del edificio en algún software especializado de dibujo, en este caso, fue el programa Autodesk AutoCAD 2017. Una vez que se cuenta con el modelo tridimensional de la estructura en cuestión, se exporta el archivo en un formato legible por parte del software SAP2000, y se implementa dicho modelo tridimensional al software, donde deja de ser un simple dibujo tridimensional, y se convierte en un modelo sísmico. En este modelo sísmico hay varios detalles que se deben de cuidar desde el momento de dibujar el modelo tridimensional, con el fin de evitar errores asociados a un mal modelado de la estructura. Entre estos aspectos se debe de tener especial cuidado con que cada elemento tenga un nudo de conexión entre ellos, por ejemplo, si una viga pasa por encima de varias columnas en varios puntos, se debe de dibujar la viga con estos nudos en cada lugar donde se intercepte con otro elemento. El segundo aspecto importante a la hora de realizar un modelo tridimensional, es cuidar las dimensiones de los elementos área, ya que esta dimensión debe ser tal que permita una modulación de los elementos área en la estructura, y que no permita que ningún nodo deje de estar en contacto con el nodo adyacente.

Es de suma importancia tener especial cuidado cuando se realiza el dibujo de la estructura, que no haya líneas dobles o sin unirse en alguna intersección, ya que como se comentó antes puede inducir a un error en el modelo. Tomando esto en consideración, y todos los aspectos de dibujo y modelación tridimensional, se

comienza el modelo sísmico dándole sus respectivas unidades de estudio, que en este caso fueron kilogramos y metros.

Una vez que se cuentan con todos los pasos previos de dibujo, hay una serie de pasos que se deben de seguir para obtener un modelo sísmico correcto y capaz de representar la realidad lo más cercano posible. (Salas, 2017) en su publicación de como modelar una estructura en 3D, da los pasos básicos a seguir para una correcta modelación. Primero se definen los materiales y secciones necesarias para darle forma, peso y resistencia a los elementos estructurales; junto con las propiedades de los elementos área en el SAP, conocidos como elementos "Shell". Luego se define el tipo de anclaje que tendrá la estructura al suelo, donde por medio de los "joint restraints" se asigna una condición lo más cercana a la realidad.

Posteriormente se definen todos los puntos de un mismo plano de falla como puntos de un diafragma rígido, mediante la utilización de la herramienta "constraints", de esta manera se asignan diafragmas rígidos a cada entrepiso, y aseguran la manera en que se va a comportar la estructura en la realidad.

Con respecto a las cargas, se utiliza la herramienta del modelo que calcula el peso de la carga muerta de cada elemento que fue modelado. Este peso entrará al modelo como un "DEAD", y se tomará en cuenta junto con la sobre carga muerta y la carga viva del edificio, en las combinaciones de carga establecidas por el CSCR 2010, para el análisis sísmico de la estructura.

Luego, básicamente se definen los patrones de carga y combinaciones de carga y se asignan las cargas con cada patrón. Una vez que se tiene esto, se le da al programa una fuente de masa, el "mass source" y junto con un coeficiente sísmico dado por el usuario, el programa puede calcular la fuerza sísmica y el cortante basal de la estructura.

Es importante mencionar que el sismo se debe aplicar en ambos sentidos (positivo y negativo) para cada eje ortogonal, y sumando un 30% del sismo en el otro eje ortogonal, igualmente variando entre positivos y negativos. El modelo del edificio contempla como recurso de masa el 100% de las cargas permanentes y un 15% de las cargas temporales, de acuerdo con lo establecido en la sección 6.1.3 del CSCR 2010 (Aguilar Alvarado, Chaves Martínez, & Montenegro Méndez, 2017).

## Verificación de cargas

Debido a que una sección de las cargas se calculó mediante el software SAP2000, y que puede haber errores asociados propiamente a la generación del modelo sísmico, se debe de realizar una comprobación de las cargas que está recibiendo el modelo, contra una bajada de cargas realizada por métodos manuales, o en este caso mediante una hoja de cálculo en el programa Microsoft Excel. Con este cálculo se hace la comparación entre los pesos muertos, sobrecargas muertas y cargas vivas del edificio sacadas del modelo SAP2000 y se comparan con los resultados a mano. Para poder asegurar que el modelo es correcto, se acepta una tolerancia en el porcentaje de error entre ambos datos de un 5%.

## Coeficiente sísmico

El coeficiente sísmico (C) es propio de un análisis estático lineal, en el cual se calcula tomando en cuenta algunos parámetros de diseño tomados del CSCR, como lo muestra la siguiente ecuación:

$$C = \frac{a_{ef} I_{FED}}{SR} \quad (\text{Ecuación 35})$$

Como se puede observar, es necesario conocer cierta información de entrada para conocer los valores de los parámetros necesarios para su cálculo. Es necesario conocer la zona sísmica del edificio, el tipo de suelo del edificio, el sitio de cimentación, el factor de importancia de la estructura a diseñar, sistema estructural de acuerdo a los lineamientos del CSCR, la ductilidad y regularidad del edificio y la aceleración efectiva del terreno. Además, se debe estudiar el periodo de la estructura y el factor espectral dinámico asociado a dicho periodo. Todos estos parámetros se pueden deducir de los capítulos 2 y 4 del CSCR 2010.

Esta metodología utilizada para calcular el coeficiente sísmico, y posteriormente el cortante basal de la estructura, tiene la desventaja de que utiliza un periodo aproximado con base al sistema estructural y al número de pisos. Sin embargo, hay maneras de afinar más este cálculo, mediante el cálculo del periodo real de la estructura haciendo uso del análisis modal del software SAP2000. Es importante agregar que el periodo de vibración de una estructura depende únicamente de la masa y



la forma y rigidez de la estructura, por lo que calcular este dato mediante el software es bastante preciso y recomendable.

## Cortante basal

El cortante basal, calculado mediante el coeficiente sísmico y el peso total de la estructura, es una representación del valor de la fuerza sentida en la base de la estructura cuando se da el sismo de diseño. Con este valor se deducirá la fuerza sísmica por nivel mediante el método estático, y se obtendrá el valor del cortante por piso necesario para el diseño de las uniones entre las cimentaciones y las columnas.

El cortante basal se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$V = C W \quad (\text{Ecuación 36})$$

## Fuerza sísmica

La fuerza sísmica, desde el punto de vista del análisis estático, se calcula como la multiplicación del coeficiente sísmico por el peso total de la edificación, tomando en cuenta las cargas permanentes de los elementos estructurales y no estructurales, y además las cargas temporales estipuladas en el capítulo 6 del CSCR 2010. La distribución de la fuerza sísmica por nivel, en el método estático, se realiza mediante la siguiente ecuación:

$$F_i = V \frac{W_i h_i}{\sum_{k=1}^N W_k h_k} \quad (\text{Ecuación 37})$$

Donde:

- $F_i$  = fuerza sísmica aplicada al nivel  $i$ .
- $V$  = cortante en la base
- $h_i$  = altura del nivel  $i$  sobre el nivel de base

Este método de análisis es muy utilizado comúnmente cuando las limitaciones lo permitan. Sin embargo, el coeficiente sísmico tiene ciertas implicaciones en su manera de calcularse, que no necesariamente representa lo real y se refieren a un cálculo brusco de la fuerza de sismo real.

Debido a esta razón, se utiliza la fuerza sísmica calculada por medio del análisis modal espectral, mediante el método espectral dinámico SRSS, que es la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, bajo el empleo de espectros de

respuesta para obtener un valor más depurado de la fuerza sísmica actuante sobre la estructura.

Por otro lado, el método espectral dinámico emplea la herramienta computacional SAP2000 para el análisis estructural del edificio, utilizando como base espectros de respuesta provenientes del CSCR 2010, ya que dicho código viene precargado en el software para tomar en cuenta todos los parámetros concernientes al Código. Del análisis espectral dinámico, se obtienen diferentes modos de vibración del edificio, el periodo y frecuencia vinculada a cada modo, y la contribución sobre los ejes ortogonales X y Y, donde se requiere de al menos un 90% de participación en cada sentido para validar el modelo.

## Centro de masa (M)

El centro de masa en una estructura es aquel punto en donde se concentra o se genera la masa. Por lo tanto, es correcto decir que, en caso de un sismo, este afectará a la estructura directamente en este punto. El centro de masa se determina considerando los pesos de los elementos, y dándoles una ubicación específica con respecto a un eje de coordenadas. Para el caso de irregularidades en la distribución de los pesos, el centro de masas se determina por:

$$x = \frac{\sum x_i \cdot W_i}{\sum W_i} \quad (\text{Ecuación 38})$$

$$y = \frac{\sum y_i \cdot W_i}{\sum W_i} \quad (\text{Ecuación 39})$$

## Centro de rigidez (K)

El centro de rigidez es aquel que, calculado por medio de la rigidez relativa de los elementos, da un punto en el edificio donde convergen las rigideces, y por ende se puede decir que es el punto en el cual el edificio responde ante un sismo como un solo elemento. Esto quiere decir, que en caso de que el edificio sufra algún efecto de torsión, este será referenciado respecto a este punto. Dado que el centro de rigidez se da como una coordenada basada a un plano de referencias, se debe calcular el centro de rigidez en las dos direcciones ortogonales, X y Y.

Coordenadas del centro de rigidez:

$$CR_x = \frac{\sum R_x}{\sum (R_x \cdot y)} \quad (\text{Ecuación 40})$$

$$CR_y = \frac{\sum R_y}{\sum (R_x \cdot x)} \quad (\text{Ecuación 41})$$

Para determinar el centro de rigidez, se necesita conocer la rigidez de cada elemento que compone la estructura. En este caso, se utilizan métodos de rigidez relativa para hacer el cálculo manual y utilizar el método estático.

Por otro lado, cuando se realiza el análisis estático mediante el software SAP2000, el programa calcula de forma automática la rigidez relativa de cada elemento, y le aplica la fuerza correspondiente a esa rigidez.

## Excentricidades

Un edificio para que sea regular debe cumplir ciertos requisitos de simetría que no siempre son tan fáciles de conseguir en la realidad, en la mayoría de los casos no se logra tener que el centro de masa y el centro de rigidez del edificio concuerden. Es por esto que se debe calcular la excentricidad que presenta el edificio para poder cuantificarla y analizar el grado de impacto que tendrá estructura debido a esta excentricidad. Una vez que se tienen calculados los centros de masa y centros de rigidez, se aplican las ecuaciones 42 y 43, y se comparan los resultados relativos a las dimensiones del edificio, contra los rangos aceptados en el capítulo 4 del CSCR 2010. Una vez que se tienen estos valores de entrada, se calcula la excentricidad en X y en Y respectivamente, como se detalla a continuación:

$$e_x = CR_x - CM_x \quad (\text{Ecuación 42})$$

$$e_y = CR_y - CM_y \quad (\text{Ecuación 43})$$

Donde:

- $e_x$  = excentricidad del edificio en la dirección ortogonal x.
- $e_y$  = excentricidad del edificio en la dirección ortogonal y.
- $CR_x$  = centro de rigidez en x.
- $CR_y$  = centro de rigidez en y.
- $CM_x$  = centro de masa en x.
- $CM_y$  = centro de masa en y.

Para obtener los puntos exactos de los centros de masa y centro de rigidez del edificio, se utiliza la herramienta MS Excel y las ecuaciones antes mencionadas.

## Cálculo de desplazamientos y derivas

Para el caso del cálculo de desplazamientos y derivas utilizando el método estático, se estiman mediante las siguientes expresiones, que consideran las deformaciones en el rango inelástico de la estructura, que son necesarias para absorber y disipar energía:

$$\delta_i = \alpha \mu SR \delta_i^e \quad (\text{Ecuación 44})$$

$$\Delta_i = \mu SR \Delta_i^e \quad (\text{Ecuación 45})$$

Donde:

- $\delta_i$  = desplazamiento inelástico absoluto horizontal del nivel i.
- $\Delta_i$  = deriva inelástica o desplazamiento inelástico relativo horizontal entre el nivel i y el nivel adyacente inferior.
- $\alpha$  = factor de desplazamiento inelástico.
- $\mu$  = ductilidad global asignada utilizada en el cálculo de las fuerzas.
- $SR$  = factor de sobrerresistencia.
- $\delta_i^e$ ,  $\Delta_i^e$  = desplazamiento elástico absoluto del nivel i y deriva elástica entre el nivel i y el nivel adyacente inferior respectivamente.

## Diseño de elementos estructurales

Para el diseño de los elementos estructurales (vigas y columnas), se toman en consideración los requerimientos mínimos establecidos por ley, estipulados en el Código Sísmico de Costa Rica 2010. Sin embargo, como se ha mencionado anteriormente en este informe, muchas veces no es suficiente quedarse con estos lineamientos mínimos, por lo que en este caso se acudió a consultar códigos internacionales de más peso y más investigación implícita. En específico se basó

el diseño del concreto reforzado en el ACI 318S-14. Este código posee mayores cláusulas de revisión que el Código Sísmico de Costa Rica, por lo que resulta más prudente utilizar el ACI. Para el diseño de vigas, se toman en cuenta los efectos de la torsión, cortante y flexión, de acuerdo con el capítulo 9 del ACI. Asimismo, para las columnas se consideran los efectos de la flexo-compresión, torsión y cortante, de acuerdo con el capítulo 10 del ACI. Para el diseño de la flexocompresión, se obtiene el diagrama de interacción del software SAP2000 ya que es mucho más exacto que el calculado por métodos manuales (Aguilar Alvarado, Chaves Martínez, & Montenegro Méndez, 2017).

## Diseño de vigas de concreto reforzado

Basado en el aprendizaje del trabajo citado anteriormente, y mediante la depuración de las memorias de cálculo propias generadas a través de la carrera universitaria, se procede a realizar el diseño de las vigas tomando en cuenta los efectos descritos en el ACI 318S-14. En el diseño de vigas, se realiza el diseño basado en las cargas últimas máximas, que pueden recibir los elementos; estas fuerzas internas son obtenidas de la modelación en SAP2000.

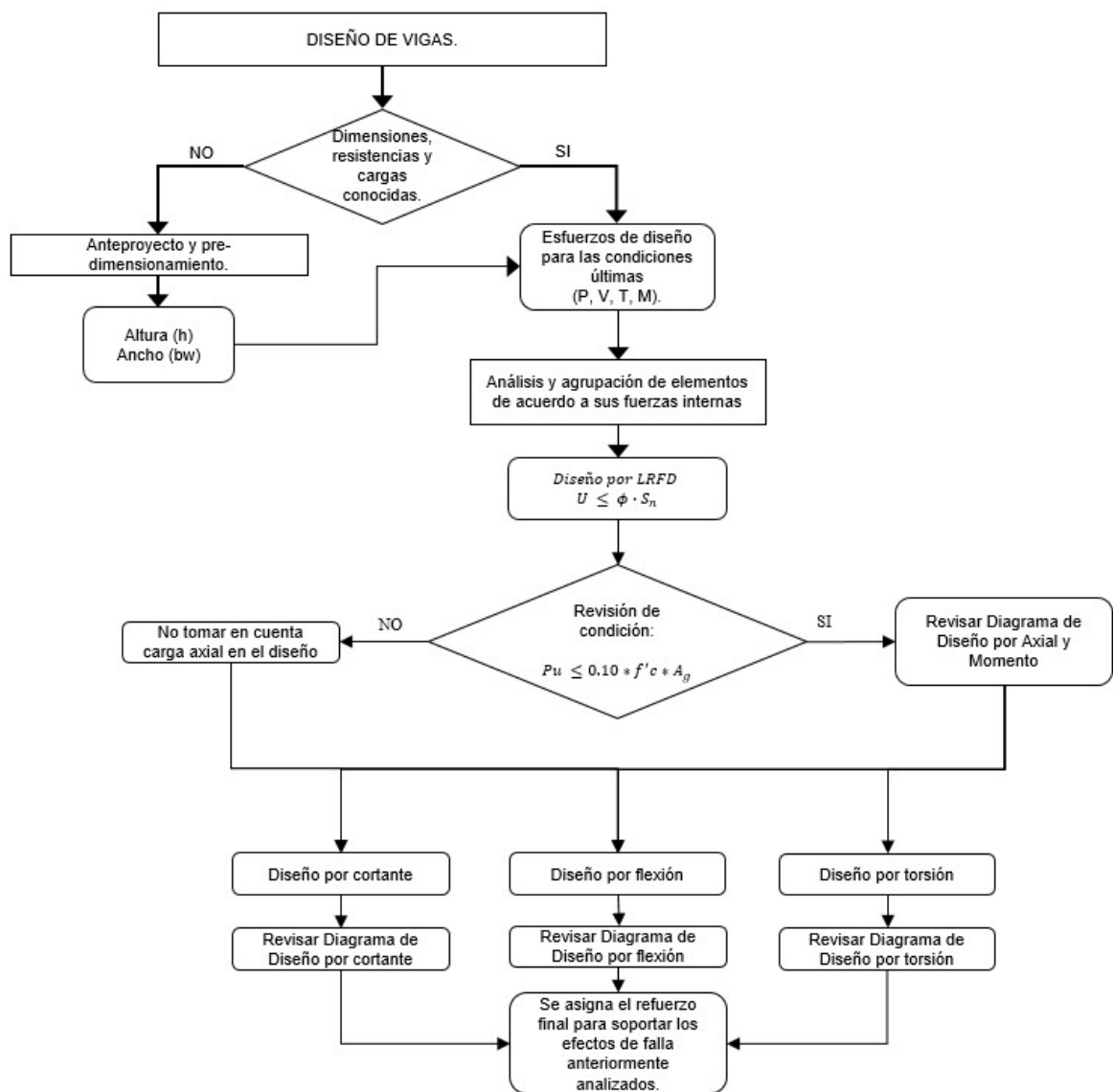


Figura 2. Diagrama de flujo explicativo del diseño de vigas de concreto reforzado. Imagen de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Power Point

## Diseño de vigas por flexión

En primer lugar, se hace una revisión de la capacidad por flexión del elemento en cuestión, de acuerdo a la sección 3 y 4 del capítulo 22 del ACI. Para la revisión en flexión, se puede obtener que la viga sea de sección simplemente reforzada, o doblemente reforzada. En ambos casos es necesario tomar en cuenta y realizar las revisiones de cuantías mínimas y máximas de acero para asegurar un comportamiento dúctil en las vigas. Se calcula el valor “a” mediante la ecuación 46, y, seguidamente, se calcula el acero necesario para

resistir el momento último mediante la ecuación 47.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\phi * 0.85 * f'c * bw}} \quad (\text{Ecuación 46})$$

$$As = \frac{0.85 * f'c * bw * a}{fy} \quad (\text{Ecuación 47})$$

A continuación, se ejemplifica esta revisión por flexión con el siguiente diagrama de flujo:

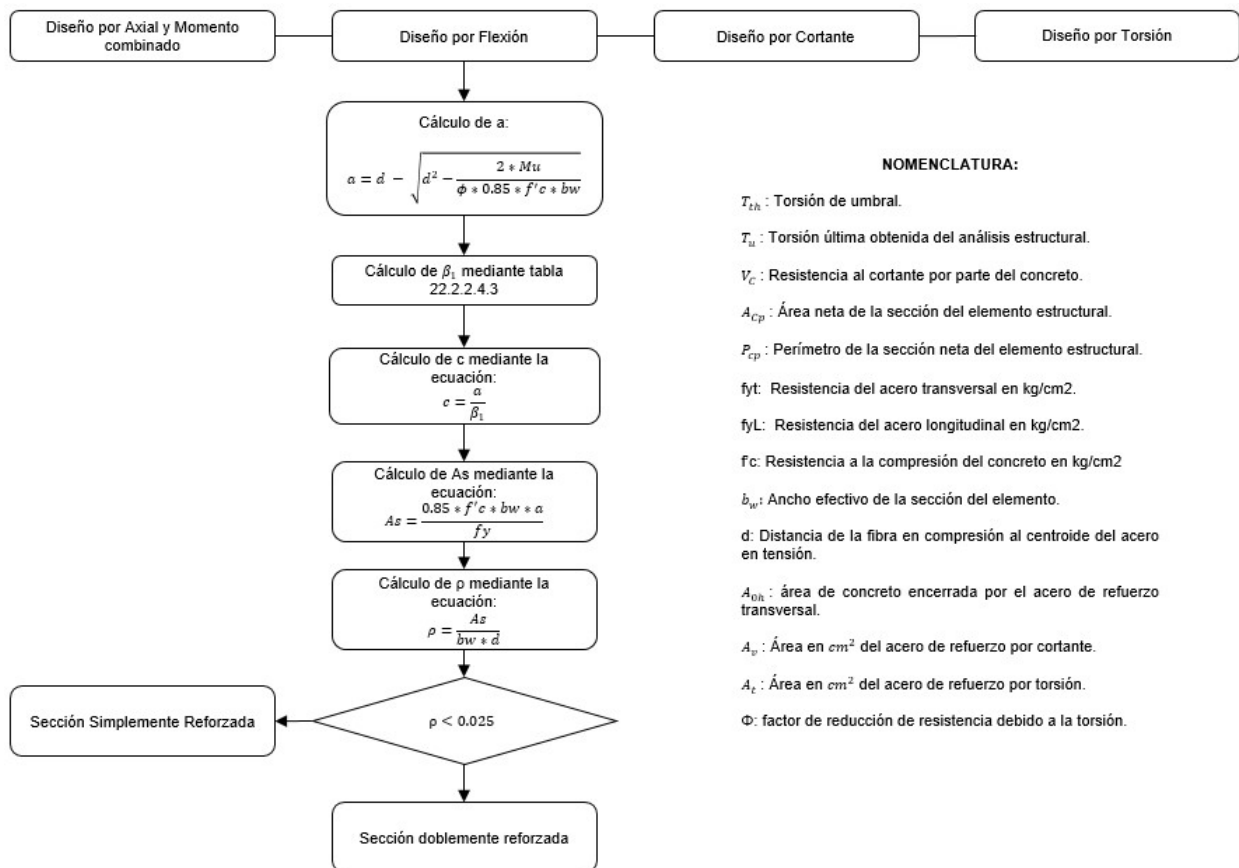


Figura 3. Diagrama de flujo explicativo del diseño de vigas de concreto reforzado por los efectos de flexión. Imagen de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Power Point.

Seguidamente, se debe comparar este acero calculado con el acero mínimo, que se obtiene de las ecuaciones 48 y 49. Para esta revisión, es necesario determinar si la viga está sometida a esfuerzos axiales, y se analiza con base en los

criterios del capítulo 9, sección 9.5, para conocer si la carga axial es significativa o no (Ecuación 50).

## Diseño de vigas por carga axial y momento flector simultáneos

Se debe revisar la capacidad de la viga a carga axial mediante la ecuación 51, y comparar esta resistencia con la carga axial última a la que está sometida la viga.

$$A_{s_{min}} = \frac{0.25 \sqrt{f'c}}{f_y} \quad (\text{Ecuación 48})$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} * bw * d \quad (\text{Ecuación 49})$$

$$P_u \leq 0.10 * f'c * A_g \quad (\text{Ecuación 50})$$

$$P_0 = 0.85 f'c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \quad (\text{Ecuación 51})$$

A continuación, se presenta el diagrama de flujo que ilustra el procedimiento de revisión de carga axial y momento combinados en una viga:

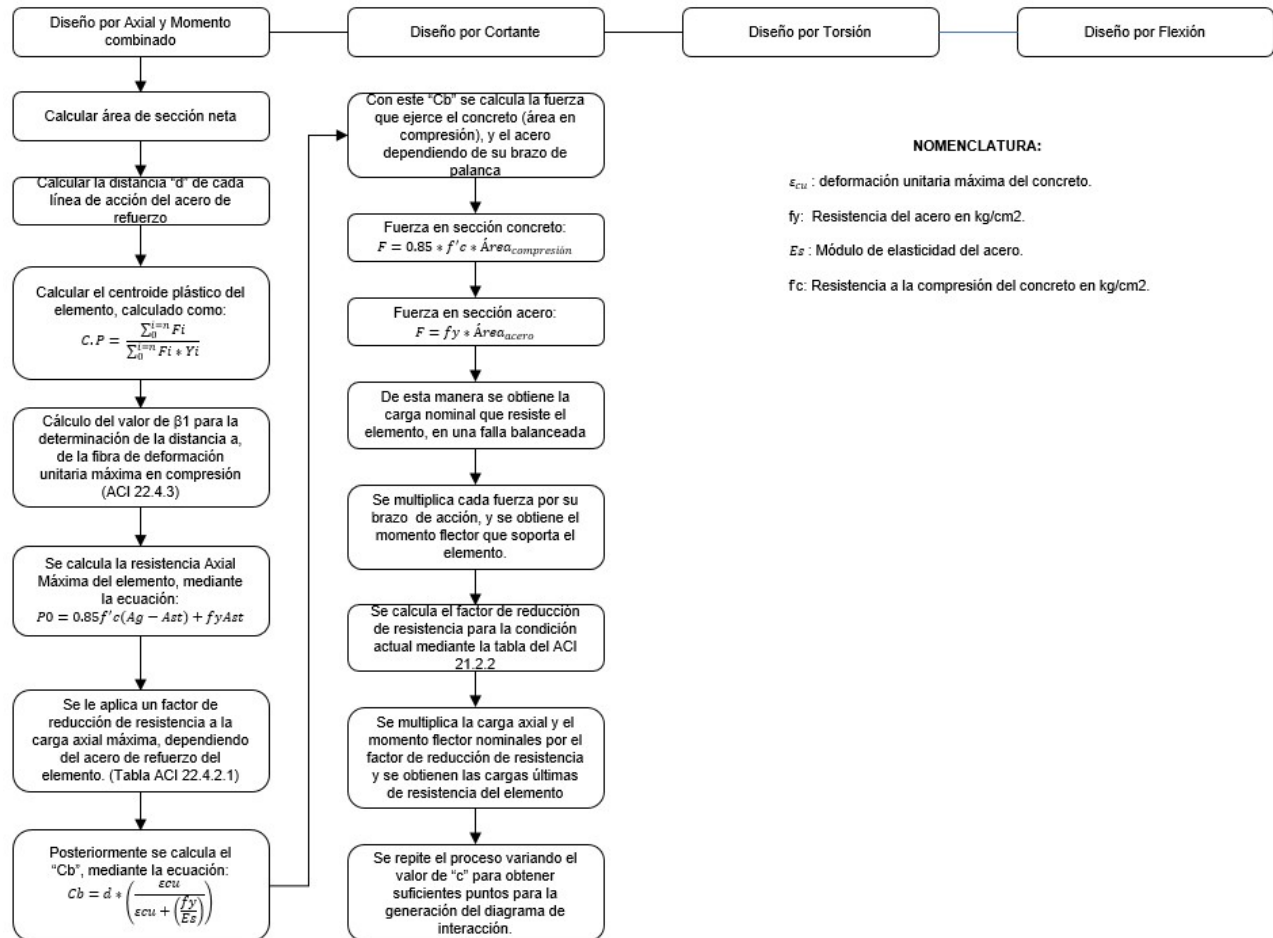


Figura 4. Diagrama de flujo explicativo del diseño de vigas de concreto reforzado por los efectos de carga axial y momento flector simultáneos. Imagen de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Power Point

## Diseño de vigas por torsión y cortante

Posteriormente, se revisan los efectos de la torsión para saber si se deben considerar sus efectos o no, realizando la comparación entre la torsión

última de umbral (capítulo 22, sección 7, ecuación 52) y la torsión última del elemento.

A continuación, se presenta el diagrama de flujo que ilustra el procedimiento de revisión de torsión en una viga.

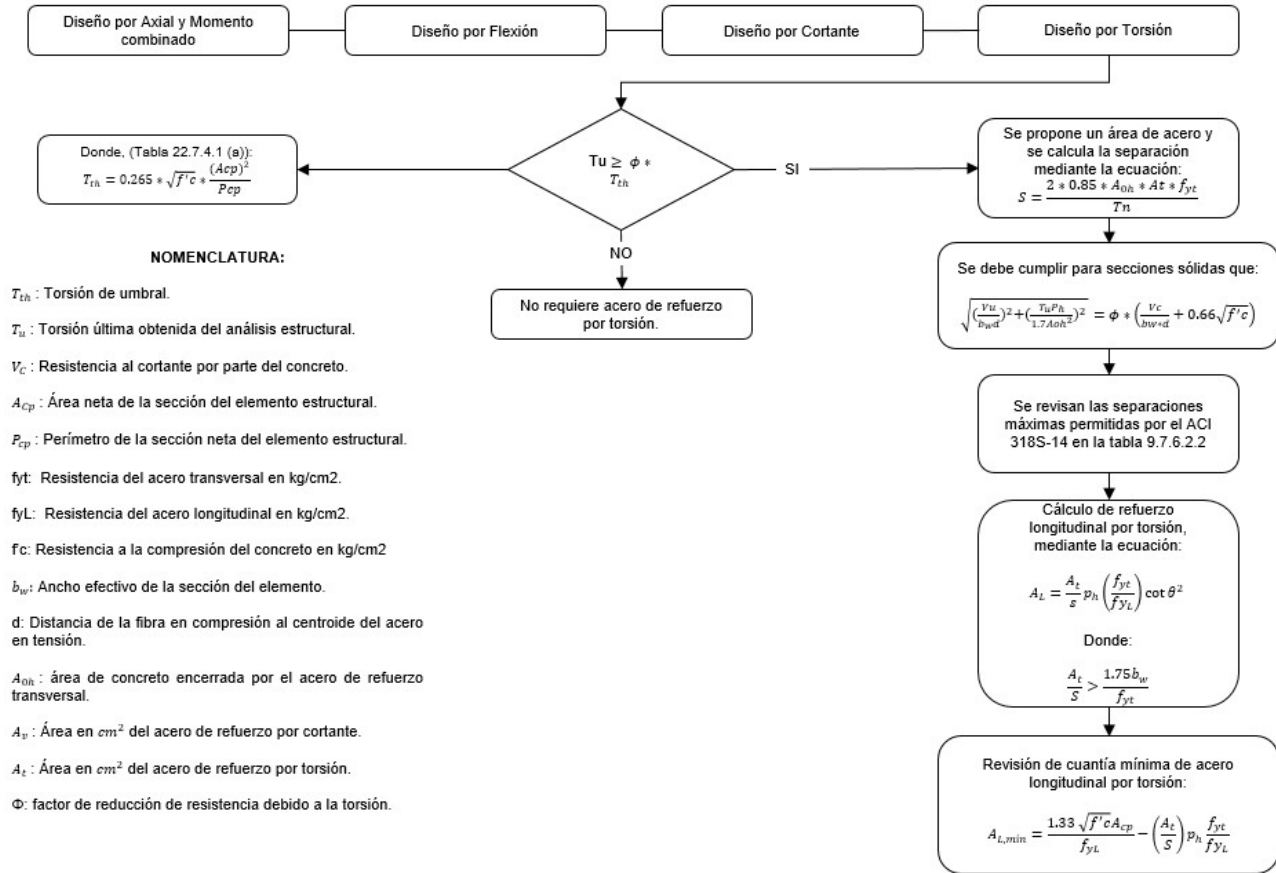


Figura 5. Diagrama de flujo explicativo del diseño de vigas de concreto reforzado por los efectos de torsión. Imagen de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Power Point

Finalmente, para el cortante también es necesario revisar si el cortante último del elemento requiere refuerzo de acero, comparando la resistencia que aporta el concreto al cortante (Ecuación 53), y el cortante último.

$$T_{u_{umbral}} = 0.265 \sqrt{f'c} \frac{(A_{cp})^2}{P_{cp}} \quad (\text{Ecuación 52})$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} * b_w * d \quad (\text{Ecuación 53})$$

A continuación, se presenta el diagrama de flujo que ilustra el procedimiento de revisión de cortante en una viga.

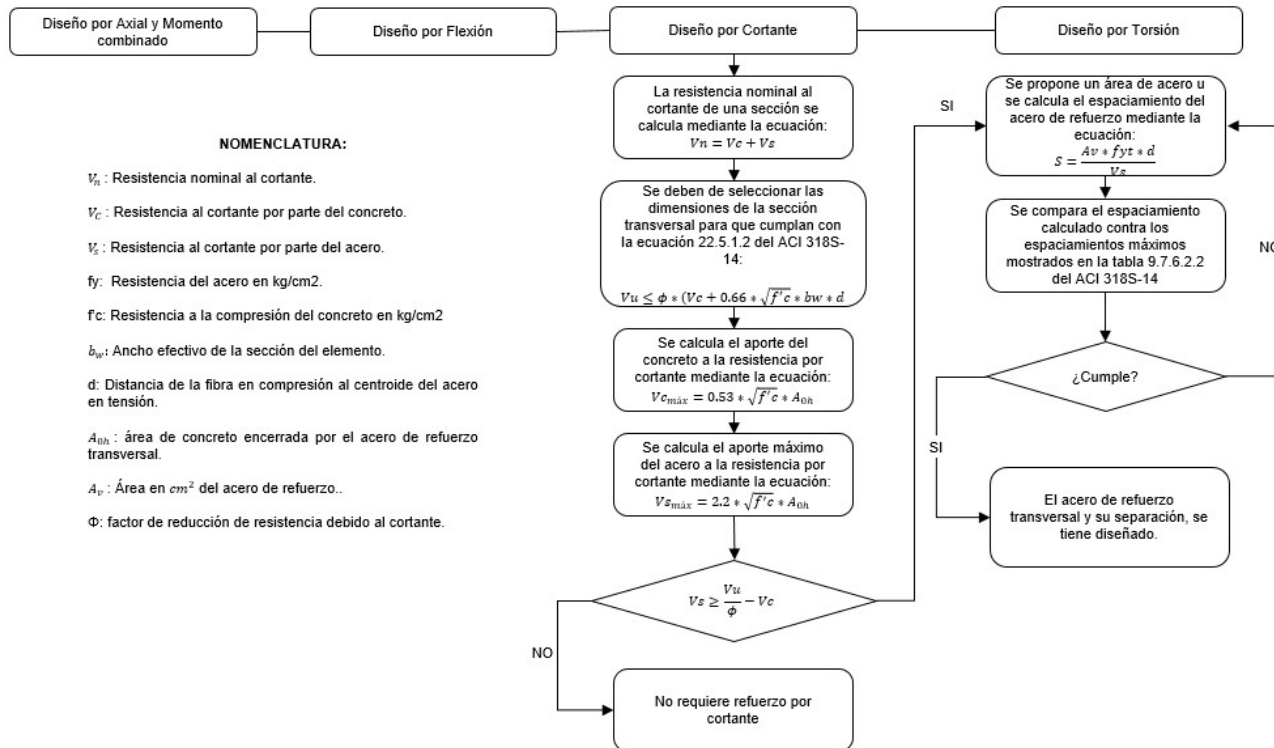


Figura 6. Diagrama de flujo explicativo del diseño de vigas de concreto reforzado por los efectos de cortante. Imagen de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Power Point

## Diseño de columnas de concreto reforzado

En el diseño de columnas, es necesaria la revisión de capacidad de los efectos anteriormente mencionados, mediante varios métodos. Además de tomar en cuenta los efectos de esbeltez del elemento, se analiza mediante la utilización del método de la amplificación de momentos. Este método es un método aproximado para tomar en cuenta los efectos del fenómeno conocido como “ $P\Delta$ ”. Este efecto se debe a la pérdida de la capacidad del elemento por una deformación

producida por la carga axial. Esta, al verse afectada por la deformación “ $\Delta$ ”, produce un momento que se representa como “ $P\Delta$ ”. Para tomar en cuenta este efecto, es necesario realizar un análisis no lineal, pero debido a lo complicado de este, se simplifica calculando un factor de amplificación de momento (Aguilar Alvarado, Chaves Martínez, & Montenegro Méndez, 2017).

Para lo que es la flexocompresión, la manera de tomar en cuenta dichos esfuerzos (flexión y compresión), de forma simultánea, es mediante un diagrama de interacción. A continuación, se presenta el análisis inicial para el diseño de una columna.

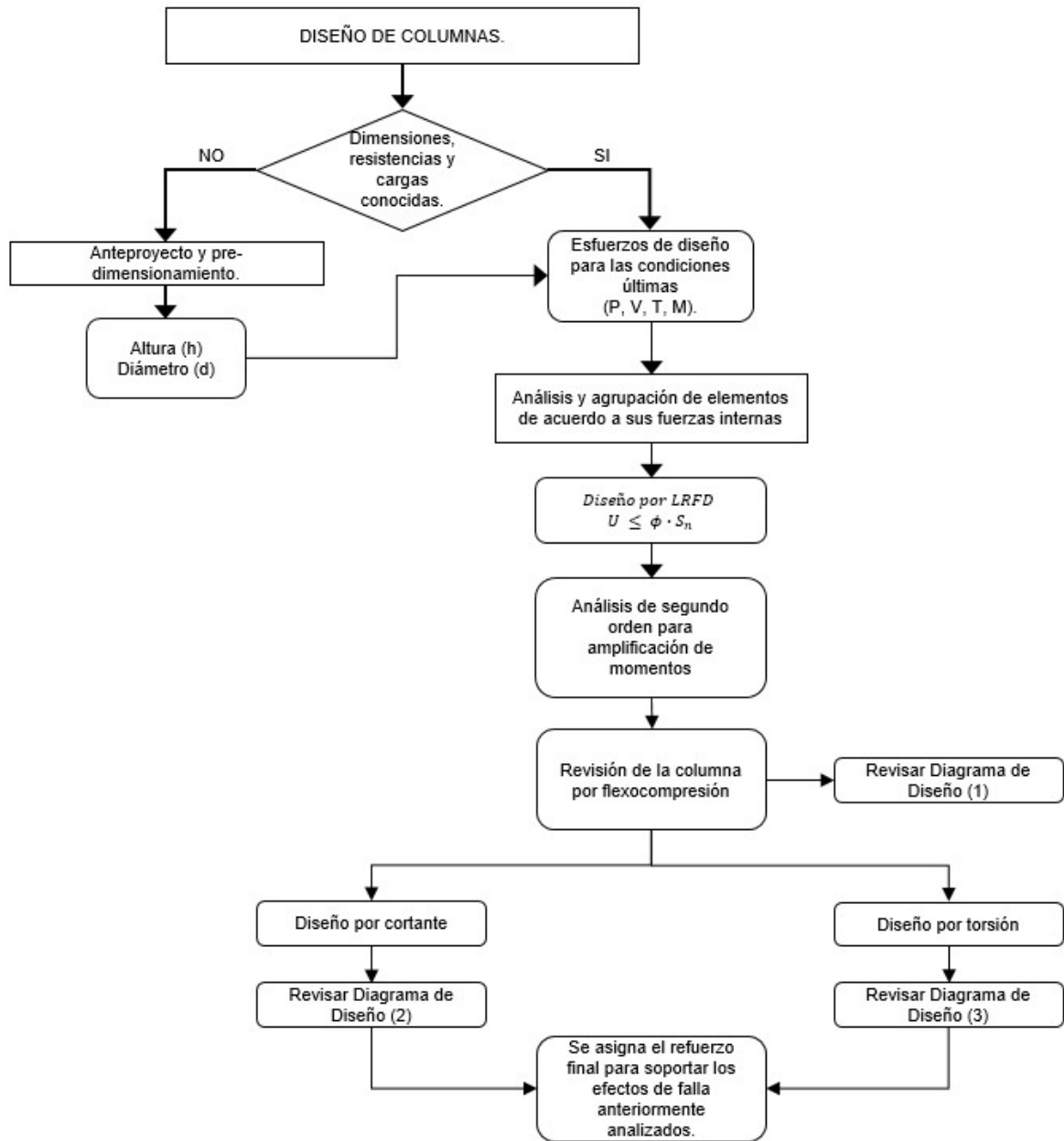


Figura 7. Diagrama de flujo explicativo del diseño de columnas de concreto reforzado. Imagen de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Power Point.

## Diseño de columnas por flexocompresión

En este caso, se utiliza el diagrama de interacción tomado del programa SAP2000, y, posteriormente, se verifica la forma y valores en general de la columna o columnas en cuestión. El diseño por flexocompresión se realiza mediante la

revisión de todos los pares ordenados conformados por la carga axial última y el momento último ( $P_u$ ,  $M_u$ ), verificando que cada uno de estos pares ordenados estén dentro del diagrama de interacción generado a partir del programa SAP2000. Para ejemplificar mejor el análisis por flexocompresión, a continuación, se presenta un diagrama de flujo.



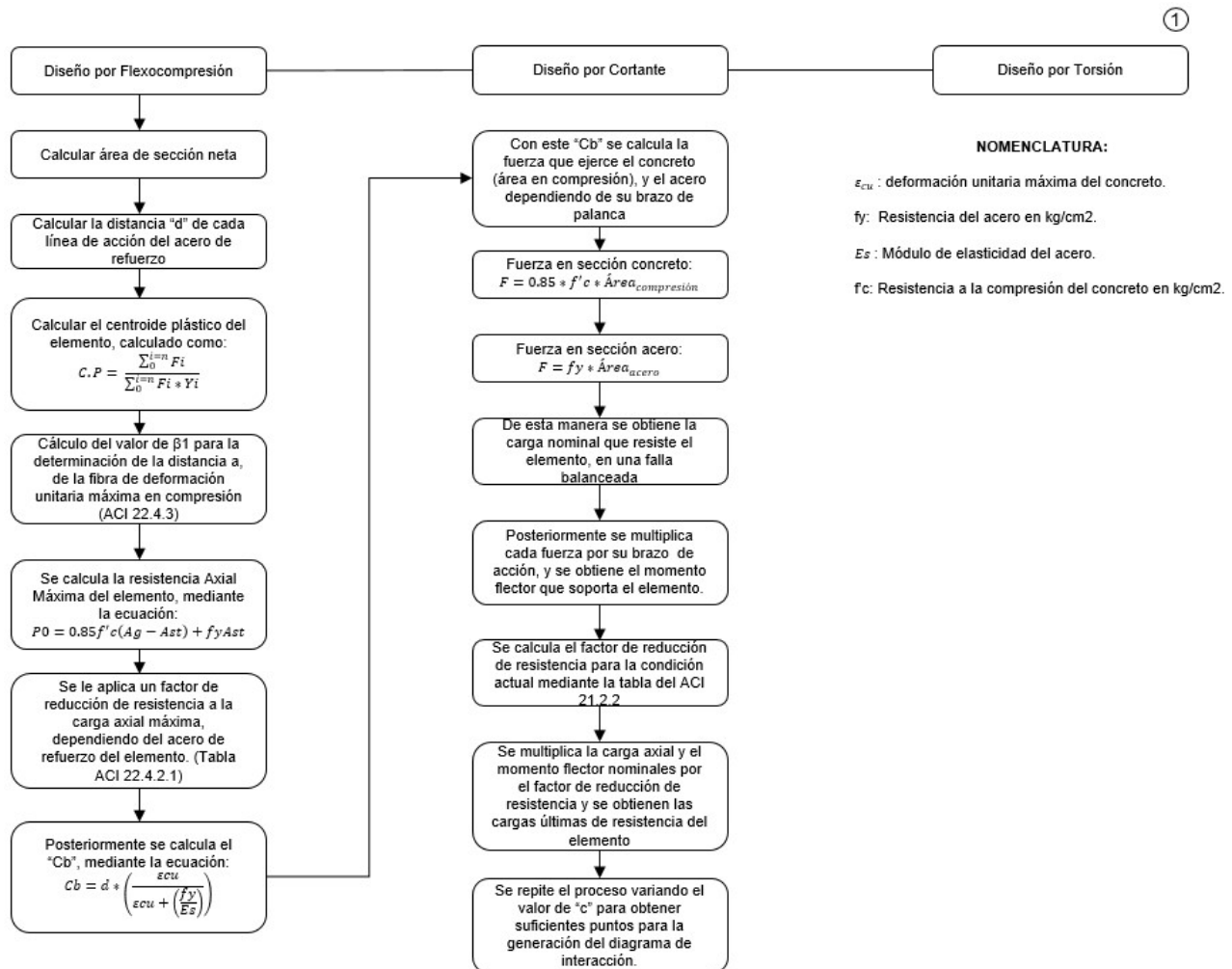


Figura 8. Diagrama de flujo explicativo del diseño de columnas de concreto reforzado por los efectos de flexocompresión. Imagen de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Power Point

## Diseño de columnas por cortante y torsión

Para el diseño de los efectos de cortante y torsión, el procedimiento es análogo al de las vigas. Se hace la revisión de acuerdo con el capítulo 22 del ACI 318S-14. A continuación, se ejemplifica el diseño por estas acciones.

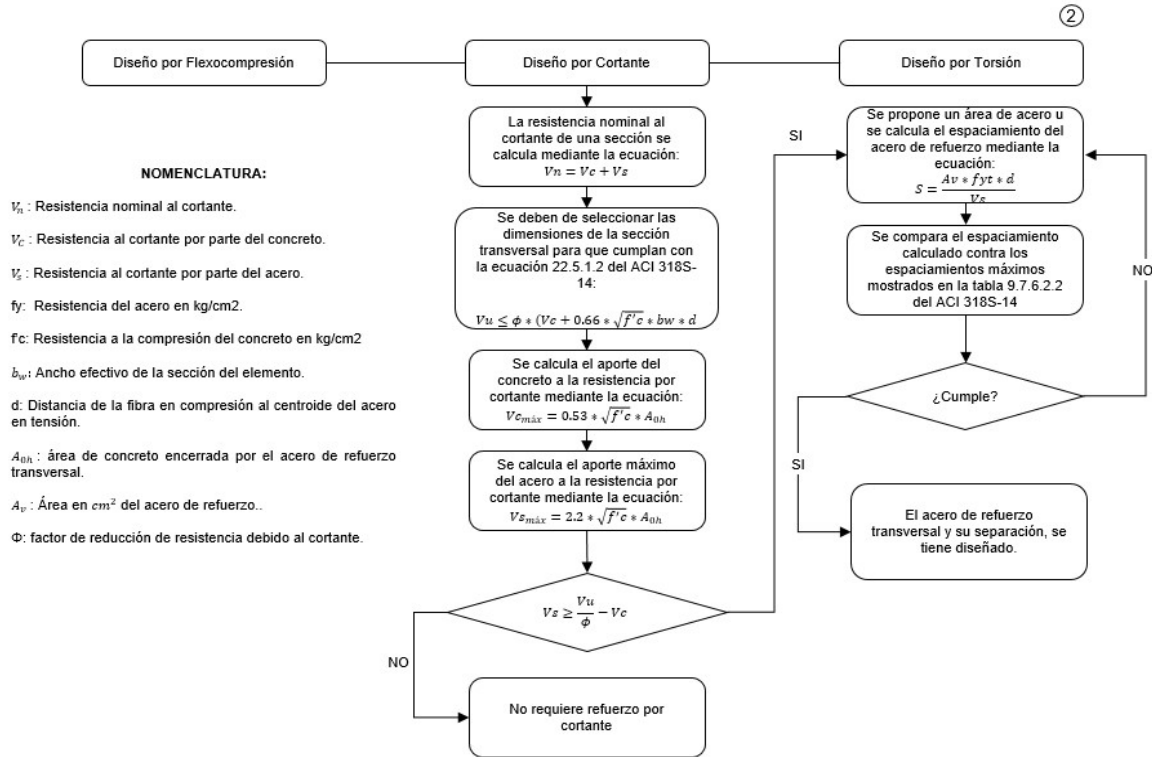


Figura 9. Diagrama de flujo explicativo del diseño de columnas de concreto reforzado por los efectos de cortante. Imagen de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Power Point

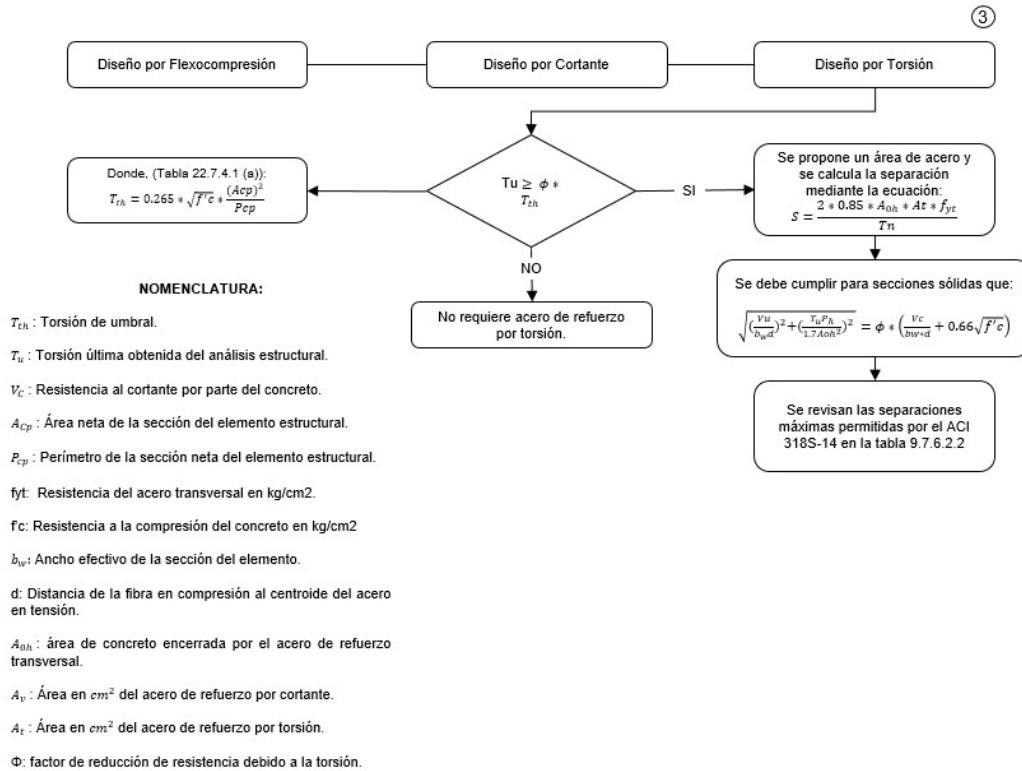


Figura 10. Diagrama de flujo explicativo del diseño de columnas de concreto reforzado por los efectos de cortante. Imagen de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Power Point

## Presupuesto global

Para la realización del presupuesto, se define el alcance de la obra en primer lugar, y se cuantifica el trabajo. De esta manera, se pueden realizar estimaciones paramétricas con precios del mercado, o de proyectos similares.

En este caso específico, se realiza la cuantificación del trabajo en metros lineales, metros cuadrados, metros cúbicos... y se tabulan en una hoja electrónica. De esta manera, se ordena el proyecto y se tiene clara la cantidad de trabajo por estimar.

Una vez realizada la cuantificación e interpretación de planos, se procede a asignar costos unitarios a cada ítem del presupuesto. En este apartado, se utiliza la experiencia de la empresa Hermanos CDH Ingeniería S.R.L. para conocer los precios más adecuados para el presupuesto global de la obra.

Es importante recalcar que, dependiendo de la modalidad de construcción del proyecto, hay ciertas consideraciones que se deben de tomar en cuenta a la hora de realizar el presupuesto. Por ejemplo, en un proyecto de licitación, se requiere obtener el presupuesto más económico posible para asegurar el trabajo. Sin embargo, en un proyecto con modalidad de administración como el que se tiene en este caso, se desea tener un presupuesto un poco más holgado para poder asegurarlo, al cliente, un monto máximo que no va a ser sobrepasado a menos que se cambie el alcance en gran medida.

A pesar de que el presupuesto sea un poco más holgado de lo usual, esto no necesariamente representa un costo adicional o excesivo para el cliente, ya que el profesional responsable siempre tiene honorarios fijos por el monto de los gastos incurridos durante la construcción.

## Programación de obra

Para la programación de obra, se utiliza la herramienta del diagrama de Gantt, que permite

unir las actividades de la construcción, sus duraciones y la dinámica de ejecución del proyecto. A continuación, se detalla cómo generar un diagrama de Gantt que permita llevar el control de obra.

## Diagrama de Gantt

A continuación, se detallan los pasos básicos para generar un diagrama de Gantt apto para el control y planificación de una obra de construcción.

1. En primer lugar, se determinan las fases que se van a ejecutar durante la construcción del proyecto.
2. Se define un orden jerárquico de cuáles tareas son más críticas para darles especial atención.
3. Se estudian las mejoras técnicas posibles para desarrollar dichas tareas, con el fin de maximizar la mano de obra y reducir tiempos de entrega.
4. De acuerdo con las fases y a la cantidad de trabajo determinada para cada una de ellas, se hace la estimación del plazo necesario para llevar a cabo dicha tarea. En muchos casos, es mejor acudir a las personas con experiencia en el tema para comprobar los datos teóricos de plazos, que se han estimado, para comparar con los "reales".
5. Se deben establecer, de acuerdo con las fases y tiempos estimados para la ejecución de las mismas, la comunicación y manejo de personal, o en su defecto, de contratistas que trabajan en la misma zona simultáneamente.
6. Se pueden agregar los costos estimados por etapa constructiva, para conocer el flujo de caja estimado para el proyecto e ir comparando, posteriormente, contra lo gastado real.

# Resultados

## Diseño de la estructura

### Estudios preliminares

En este proyecto específico, ya que se trata de un rediseño, esta etapa se basa en el estudio de los planos presentados al Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos (CFIA por sus siglas), para conocer las distribuciones arquitectónicas y estructurales por modificar. Los planos presentados al CFIA se pueden encontrar en la sección de Anexos, anexo 1.

También se indaga si existían pruebas de laboratorio con respecto a la resistencia real de los elementos de concreto reforzado, para tomarse en consideración a la hora de realizar el análisis estructural. Debido a esto, se solicitan pruebas de laboratorio no destructivas a los elementos de concreto reforzado, como la prueba del esclerómetro. Dicha prueba de laboratorio da los siguientes valores de resistencia del concreto:

Tabla 10.0 Resistencia de los elementos estructurales de concreto existentes.

Muestra #	Resistencia (kg/cm <sup>2</sup> )	Edad (días)	Ubicación de la prueba
1	246	28+	Columnas Primer Nivel
2	246	28+	Columnas Primer Nivel
3	176	28+	Viga entrepiso Segundo Nivel
4	267	28+	Entrepiso

Tabla tomada del informe del laboratorio Castro y de la Torre

### Comprobación en sitio de las condiciones actuales de la estructura

Para la comprobación de los planos y las condiciones, que se van a asumir de los elementos estructurales en el análisis estructural, se realizan tres visitas técnicas y procesos de exploración para conocer el detalle del refuerzo de acero que podría tener la estructura. En la sección de anexos, se pueden observar una serie de fotografías que muestran la estructura inicialmente.

A grandes rasgos, se logra identificar una estructura muy bien construida, sin deformaciones

ni grietas a lo largo de los años; una segunda planta con un entrepiso en perfectas condiciones y nula sensación de vibración. Se detectan columnas con aros #2 de varilla lisa, y secciones de vigas con poco refuerzo de acero.

Por otra parte, se encuentran materiales que hacen referencia a la época cuando se realiza la construcción, tales como paredes de ladrillo de barro, o tuberías sanitarias de barro, como se puede observar a continuación.

Figura 11.0 Paredes de ladrillo en la estructura.



Fuente: Elaboración propia en el sitio

Figura 12.0 Tuberías sanitarias de barro conocidas como tubería de alcarraza.



Fuente: Elaboración propia en el sitio

Figura 13.0 Hallazgo de madera dentro de la sección de concreto de la viga sin acero transversal



Fuente: Elaboración propia en el sitio

## Análisis estructural

En primer lugar, se hace el levantamiento de los elementos estructurales, que se van a tomar en cuenta, como elementos sismorresistentes de la estructura. Estos son los que se consideran para realizar el modelo computacional en el programa SAP2000. Para poder asegurar que el modelo

computacional es correcto y cuenta con todos los elementos sismorresistentes, se debe comparar el peso de los elementos, que da el software, y el peso de los elementos estructurales calculados mediante métodos manuales; en este caso, mediante una hoja de cálculo. A continuación, se presentan los pesos de los elementos estructurales tomados como carga permanente (CP) y carga temporal (CT).

Tabla 2.0 Cálculo del peso de los elementos estructurales sobre el primer entrepiso de la estructura,

Elementos estructurales	Altura	Ancho	Largo	y	Peso
Columnas	0.20 m	0.20 m	17.70 m	2,400 kg/m <sup>3</sup>	1,699 kg
Ts4x2x1/4	0.0017 m <sup>2</sup>		14.75 m	7,850 kg/m <sup>3</sup>	193 kg
Vigas	0.35 m	0.10 m	49.35 m	2,400 kg/m <sup>3</sup>	4,145 kg
Ts5x2x1/4	0.0017 m <sup>2</sup>		14.30 m	7,850 kg/m <sup>3</sup>	188 kg
Muros	2.95 m	0.10 m	15.55 m	2,400 kg/m <sup>3</sup>	11,009 kg
	1.95 m	0.10 m	9.95 m	2,400 kg/m <sup>3</sup>	4,657 kg
Entrepiso	0.15 m	69.61 m <sup>2</sup>		2,400 kg/m <sup>3</sup>	25,061 kg

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

Tabla 3.0 Cálculo del peso de los elementos estructurales ubicados en el núcleo de las escaleras de la estructura

Ducto de escaleras	Altura	Ancho	Largo	$\gamma$	Peso
Columnas	0.20 m	0.20 m	4.15 m	2,400 kg/m <sup>3</sup>	398 kg
Vigas	0.20 m	0.10 m	7.90 m	2,400 kg/m <sup>3</sup>	379 kg
Muros	2.95 m	0.10 m	11.85 m	2,400 kg/m <sup>3</sup>	8,390 kg
	1.95 m	0.10 m	2.63 m	2,400 kg/m <sup>3</sup>	1,231 kg
Losa de descanso	1.20 m	0.10 m	2.63 m	2,400 kg/m <sup>3</sup>	757 kg
Losa de escaleras	2.65 m	0.10 m	3.95 m	2,401 kg/m <sup>3</sup>	1,375 kg

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

Tabla 4.0 Cálculo del peso de los elementos estructurales ubicados en el nivel 1 de la estructura

Elementos estructurales	Altura (m)	Ancho (m)	Largo (m)	$\gamma$ (kg/m <sup>3</sup> )	Peso (kg)
Columnas	0.25 m	0.25 m	23.60 m	2,400 kg/m <sup>3</sup>	3,540 kg
	0.20 m	0.20 m	63.40 m	2,400 kg/m <sup>3</sup>	6,086 kg
Vigas	0.35 m	0.10 m	113.12 m	2,400 kg/m <sup>3</sup>	9,502 kg
	0.45 m	0.10 m	43.20 m	2,400 kg/m <sup>3</sup>	4,666 kg
Muros	2.95 m	0.10 m	48.06 m	2,400 kg/m <sup>3</sup>	34,026 kg

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

Tabla 5.0 Cálculo del peso de la sobrecarga muerta ubicada sobre el primer entrepiso de la estructura

Acabados		Área	Peso
Porcelanato	80.00 kg/m <sup>2</sup>	69.22 m <sup>2</sup>	5,537.40 kg
Cielo raso e instalaciones electromecánicas	60.00 kg/m <sup>2</sup>	69.22 m <sup>2</sup>	4,153.05 kg
Divisiones livianas	30.00 kg/m <sup>2</sup>	69.22 m <sup>2</sup>	2,076.53 kg
<b>Ventanería</b>			
Aluminio y vidrio	20.00 kg/m <sup>2</sup>	69.22 m <sup>2</sup>	1,384.35 kg
<b>Techo</b>			
Estructura metálica	25.00 kg/m <sup>2</sup>	69.22 m <sup>2</sup>	1,730.44 kg
Cubierta y accesorios	15.00 kg/m <sup>2</sup>	69.22 m <sup>2</sup>	1,038.26 kg
Cielo raso e instalaciones electromecánicas	60.00 kg/m <sup>2</sup>	69.22 m <sup>2</sup>	4,153.05 kg

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

Tabla 6.0 Cálculo del peso de la sobrecarga muerta ubicada en el nivel 1 de la estructura

Techo			
Estructura metálica	25.00 kg/m <sup>2</sup>	139.85 m <sup>2</sup>	3,496.35 kg
Cubierta y accesorios	15.00 kg/m <sup>2</sup>	139.85 m <sup>2</sup>	2,097.81 kg
Cielo raso e instalaciones electromecánicas	60.00 kg/m <sup>2</sup>	139.85 m <sup>2</sup>	8,391.24 kg

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

Esta información se utiliza más adelante para revisar si el modelo computacional tiene o no errores. Continuando con el análisis estructural, se procede a revisar si el edificio cumple con los requerimientos mínimos de una estructura para utilizar el método estático. Para ello, se hace la revisión de regularidad en planta, en altura, y que la altura del edificio no sobrepase lo estipulado en el Código Sísmico de Costa Rica.

## Regularidad en planta

Para asegurar la regularidad en planta de una estructura, se debe conocer si el edificio presenta excentricidades con respecto al centro de masa y el centro de rigidez del edificio.

Para el cálculo del centro de masa del edificio, se deben conocer los pesos de cada elemento estructural, y su centroide ubicado en el sistema de coordenadas<sup>1</sup> definido para la estructura. A continuación, se presentan los cálculos de los pesos de los elementos estructurales del primer entrepiso:

Tabla 7.0 Cálculo del peso del entrepiso con sobrecarga muerta

Peso entrepiso	
Entrepiso	360 kg/m <sup>2</sup>
Porcelanato	80 kg/m <sup>2</sup>
Divisiones	30 kg/m <sup>2</sup>
Ventanería	20 kg/m <sup>2</sup>
Inst. electromecánicas	40 kg/m <sup>2</sup>
Cielos	20 kg/m <sup>2</sup>
Total	550 kg/m <sup>2</sup>

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

Dado que se tiene un área de huella de entrepiso de 69.22 metros cuadrados, se realiza la multiplicación de dicha área por el peso tributario calculado, y se obtiene el peso total del entrepiso. Para este caso, el peso del entrepiso se detalla en la siguiente tabla.

Cuadro 1. Peso total del entrepiso con un área tributaria de 69.22 metros cuadrados.

$W_{\text{entrepiso}} =$	38071 kg
--------------------------	----------

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

Posteriormente, se calcula el peso de las columnas del edificio, que aportan al entrepiso 1, como se puede observar en la siguiente tabla.

Tabla 8-a. Cálculo de pesos de las columnas con aporte al primer entrepiso

Pesos columnas							
Columna	Rx(m)	Ry (m)	Área (m <sup>2</sup> )	h (m)	vol (m <sup>3</sup> )	y (kg/m <sup>3</sup> )	W (ton)
28	Perfil tubo estructural		0.001	2.95	0.003	7850	0.0
29	100x150 t=2.37 mm		0.001	2.95	0.003	7850	0.0
30			0.001	2.95	0.003	7850	0.0

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel.

<sup>1</sup> Ver sistema de coordenadas propuesto en la sección de anexos



Tabla 8-b. Continuación cálculo de pesos de las columnas con aporte al primer entrepiso

Columna 31	0.0	10.93 m	-15.38 m	0.3	-0.4
Columna 32	0.0	14.30 m	-15.38 m	0.4	-0.4
Columna 33	0.3	0.00 m	-13.73 m	0.0	-3.9
Columna 34	0.3	3.76 m	-13.73 m	1.1	-3.9
Columna 35	0.3	7.00 m	-13.73 m	2.0	-3.9
Columna 36	0.3	8.18 m	-13.73 m	2.3	-3.9
Columna 37	0.3	14.30 m	-13.73 m	4.0	-3.9
Columna 38	0.3	0.00 m	-9.78 m	0.0	-2.8
Columna 39	0.3	14.30 m	-9.78 m	4.0	-2.8
Muro 4	3.5	0.00 m	-12.58 m	0.0	-43.6
Muro 5	6.8	7.15 m	-9.78 m	48.4	-66.3
Muro 6	3.5	14.30 m	-12.58 m	49.6	-43.6
Muro 9	2.4	8.18 m	-11.76 m	20.0	-28.8
Muro 10	2.4	10.93 m	-11.76 m	26.7	-28.8
$\Sigma$	58.8	-	-	417.1	-722.0

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

Además, se calcula el peso de los muros de corte, que se mantienen en la estructura, como se puede observar en la siguiente tabla.

Tabla 9.0 Cálculo de los pesos de los muros que afectan la zona del primer entrepiso.

Peso muros							
Muro	Dirección	l (m)	b (m)	h (m)	vol (m³)	y (kg/m³)	W (ton)
Muro 1	y	16.88	0.1	2.95	5.0	2100	10.5
Muro 2	x	14.3	0.1	2.95	4.2	2100	8.9
Muro 3	y	16.88	0.1	2.95	5.0	2100	10.5
Muro 4	y	5.6	0.1	2.95	1.7	2100	3.5
Muro 5	x	14.3	0.1	2.95	3.2	2100	6.8
Muro 6	y	5.6	0.1	2.95	1.7	2100	3.5
Muro 7	y	0	0.1	2.95	0.0	2100	0.0
Muro 8	y	3.95	0.1	2.95	1.2	2100	2.4
Muro 9	y	3.95	0.1	2.95	1.2	2100	2.4
Muro 10	y	3.95	0.1	2.95	1.2	2100	2.4

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

De esta manera, se procede a calcular el centroide del entrepiso, tomando en cuenta las masas de todos los elementos estructurales, y sus

coordenadas, permitiendo calcular el centro de masa de la estructura. A continuación, se presenta el cálculo del centroide del entrepiso.

Tabla 10.0 Cálculo del centro de masa del primer entrepiso

Figura	Área (m²)	x (m)	y (m)	A·x	A·y
1	80.1	7.2	-12.6	572.6	-1007.4
2	-10.9	9.6	-11.8	-103.8	127.7
$\Sigma$	69.2	-	-	468.8	-879.7

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

Mediante los cálculos hechos en la tabla anterior, se puede calcular la posición del centro de masa del entrepiso. Dicho centro de masa se ubica en las coordenadas;

- $X = 6.8 \text{ m}$
- $Y = -12.7 \text{ m}$

Finalmente se realiza la operación de distribuir los pesos por centroide del elemento estructural, para conocer el centro de masa de la estructura, como se detalla a continuación:

Tabla 11.0 Cálculo del centro de masa de la estructura

Entrepiso 1					
SECCIÓN	$W_i$ (ton)	$X$ (m)	$Y$ (m)	$W_i \cdot X$ (ton·m)	$W_i \cdot Y$ (ton·m)
Entrepiso	38.1	6.77 m	-12.71 m	257.84	-483.86
Columna 28	0.0	0.00 m	-15.38 m	0.0	-0.4
Columna 29	0.0	3.76 m	-15.38 m	0.1	-0.4
Columna 30	0.0	8.18 m	-15.38 m	0.2	-0.4
Columna 31	0.0	10.93 m	-15.38 m	0.3	-0.4
Columna 32	0.0	14.30 m	-15.38 m	0.4	-0.4
Columna 33	0.3	0.00 m	-13.73 m	0.0	-3.9
Columna 34	0.3	3.76 m	-13.73 m	1.1	-3.9
Columna 35	0.3	7.00 m	-13.73 m	2.0	-3.9
Columna 36	0.3	8.18 m	-13.73 m	2.3	-3.9
Columna 37	0.3	14.30 m	-13.73 m	4.0	-3.9
Columna 38	0.3	0.00 m	-9.78 m	0.0	-2.8
Columna 39	0.3	14.30 m	-9.78 m	4.0	-2.8
Muro 4	3.5	0.00 m	-12.58 m	0.0	-43.6
Muro 5	6.8	7.15 m	-9.78 m	48.4	-66.3
Muro 6	3.5	14.30 m	-12.58 m	49.6	-43.6
Muro 9	2.4	8.18 m	-11.76 m	20.0	-28.8
Muro 10	2.4	10.93 m	-11.76 m	26.7	-28.8
$\Sigma$	58.8	-	-	417.1	-722.0

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

Por último, se ilustra mediante un cuadro, el centro de masa de la estructura:

Cuadro 2. Ubicación del centro de masa de la estructura.

Centroide	
$\bar{y}$ (m)	-12.28 m
$\bar{x}$ (m)	7.09 m

Cuadro de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

Una vez obtenido el centro de masa de la estructura, se debe conocer su centro de rigidez, mediante el cálculo de la rigidez relativa de cada elemento. Esto con el fin de determinar si existen

excentricidades entre ellos. A continuación, se presentan los cálculos realizados para calcular la rigidez relativa de los muros.

Tabla 12.0 Cálculo de la rigidez relativa de muros en el sistema estructural

Rigidez de muros				
Muro	H	D	$\Delta$	K
Muro 1	2.95	16.88	0.05	18.881
Muro 2	2.95	14.3	0.06	15.932
Muro 3	2.95	16.88	0.05	18.881
Muro 4	2.95	5.6	0.17	5.792
Muro 5	2.95	14.3	0.06	15.932
Muro 6	2.95	5.6	0.17	5.792
Muro 7	-	-	-	-
Muro 8	2.95	3.95	0.27	3.764
Muro 9	2.95	3.95	0.27	3.764
Muro 10	2.95	3.95	0.27	3.764

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

Es necesario reconocer en qué sentido ortogonal aporta resistencia cada muro. Para ello, se identifica en comparación con los detalles arquitectónicos. En este caso, se identifican en

muros que aportan al sentido X y al sentido Y. A continuación, se detallan las rigideces de los muros en cada sentido.

Tabla 13.0 Muros que aportan rigidez en el sentido X de la estructura y su rigidez relativa

<b>RIGIDEZ EN X</b>			
Muro	$Aw_x$	$I_{yy}$	$R_x$
Muro 2	0.295	40.08	15.93
Muro 5	0.295	24.37	15.93

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

Tabla 14.0 Muros que aportan rigidez en el sentido Y de la estructura y su rigidez relativa

<b>RIGIDEZ EN Y</b>			
Muro	$Aw_y$	$I_{xx}$	$R_y$
Muro 1	0.295	40.08	18.88
Muro 3	0.295	40.08	18.88
Muro 4	0.295	1.46	5.79
Muro 6	0.295	1.46	5.79
Muro 7	0.295	0.51	3.76
Muro 8	0.295	0.51	3.76
Muro 9	0.295	0.51	3.76

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

Tabla 15.0 Rigidez relativa de los elementos estructurales y su aporte según ubicación

MURO	$A_{w_x}$	$A_{w_y}$	$I_{xx} (m^4)$	$I_{yy} (m^4)$	$R_x$	$R_y$	X (m)	Y (m)	$R_x \cdot Y$ (m)	$R_y \cdot X$ (m)
Muro 1	-	0.295	40.081	-	-	18.88	0.00 m	-8.44 m	-	0.00
Muro 2	0.295	-	-	40.08	15.93	-	7.15 m	0.00 m	0.00	-
Muro 3	-	0.295	40.081	-	-	18.88	14.30 m	-8.44 m	-	270.00
Muro 4	-	0.295	1.463	-	-	5.79	0.00 m	-12.58 m	-	0.00
Muro 5	0.295	-	-	24.37	15.93	-	7.15 m	-9.78 m	-155.82	-
Muro 6	-	0.295	1.463	-	-	5.79	14.30 m	-12.58 m	-	82.82
Muro 7	-	0.295	0.514	-	-	3.76	10.93 m	-11.76 m	-	41.14
Muro 8	-	0.295	0.514	-	-	3.76	8.18 m	-11.76 m	-	30.79
Muro 9	-	0.295	0.514	-	-	3.76	10.93 m	-11.76 m	-	41.14
Columna 28	0.001	0.001	3.7E-06	2.0E-06	0.6	0.3	0.00 m	-15.38 m	-9.24	0.00
Columna 29	0.001	0.001	3.7E-06	2.0E-06	0.6	0.3	3.76 m	-15.38 m	-9.24	1.22
Columna 30	0.001	0.001	3.7E-06	2.0E-06	0.6	0.3	8.18 m	-15.38 m	-9.24	2.65
Columna 31	0.001	0.001	3.7E-06	2.0E-06	0.6	0.3	10.93 m	-15.38 m	-9.24	3.55
Columna 32	0.001	0.001	3.7E-06	2.0E-06	0.6	0.3	14.30 m	-15.38 m	-9.24	4.64
Columna 33	0.040	0.040	0.00053	0.00053	87.3	87.3	0.00 m	-13.73 m	1197.99	0.00
Columna 34	0.040	0.040	0.00053	0.00053	87.3	87.3	3.76 m	-13.73 m	1197.99	328.07
Columna 35	0.040	0.040	0.00053	0.00053	87.3	87.3	7.00 m	-13.73 m	1197.99	610.77
Columna 36	0.040	0.040	0.00053	0.00053	87.3	87.3	8.18 m	-13.73 m	1197.99	713.73
Columna 37	0.040	0.040	0.00053	0.00053	87.3	87.3	14.30 m	-13.73 m	1197.99	1247.72
Columna 38	0.040	0.040	0.00053	0.00053	87.3	87.3	0.00 m	-9.78 m	-853.34	0.00
Columna 39	0.040	0.040	0.00053	0.00053	87.3	87.3	14.30 m	-9.78 m	-853.34	1247.72
$\Sigma$					629.11	635.27			7733.58	4355.97

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

Finalmente, mediante los cálculos realizados en la tabla anterior, se puede determinar el centro de rigidez de la estructura, y, posteriormente, determinar la regularidad en planta de la

estructura. En el siguiente cuadro, se presenta el centro de rigidez de la estructura.

Cuadro 3. Centro de rigidez de la estructura.

Centro de rigidez en la estructura		
CR <sub>x</sub> =	6.86	m
CR <sub>y</sub> =	-12.17	m

Cuadro de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

Con esta información, se procede a verificar las excentricidades entre el centro de masa y el centro de rigidez de la estructura, para conocer si es regular, irregular moderado o irregular severo. A continuación, se presentan los resultados de las excentricidades obtenidas.

Tabla 16.0 Excentricidad relativa y en porcentaje de la estructura.

Eje ortogonal	Excentricidad	Porcentaje de excentricidad
e <sub>x</sub> =	-0.24 m	-1.66%
e <sub>y</sub> =	0.11 m	1.89%

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

## Regularidad en altura

Tabla 17.0 Parámetros sísmicos supuestos para el análisis.

Parámetro sísmico		
Zona sísmica	III	
Factor de uso	1	GRUPO D
Sistema estructural	Dual	
Regularidad	Irregular moderado	
Ductilidad global asignada	2	
Periodo	0.0735	
Factor espectral dinámico	1.2420	
Aceleración efectiva	0.36	
Sobrerresistencia	2	

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

Con la utilización de estos parámetros sísmicos, se procede a realizar el cálculo del coeficiente sísmico, cuyo resultado se detalla en el próximo cuadro.

En este caso, se hace la revisión de la estructura desde el punto de vista visual. Esto se debe a que el entrepiso solo se ubica en una sección del edificio (ver anexo N°2), por lo que es notorio que no se cumple con una regularidad en altura.

## Altura del edificio y cantidad de pisos

En este caso, se tiene que el edificio es de dos plantas, con una altura por nivel de 3.2 metros, para un total de 6.4 metros a nivel de elementos estructurales. La altura de los clavadores medida desde el nivel de acceso es de 7.1 metros.

## Análisis estático

Para la realización del análisis estático, se utilizan los parámetros sísmicos estipulados en el Código Sísmico de Costa Rica, a excepción del apartado donde se hace la estimación del periodo de vibración de la estructura, ya que se cuenta con un modelo en SAP2000 que permitía conocer el periodo real de la estructura del primer modo de vibración. A continuación, se detallan los parámetros sísmicos tomados en cuenta para el análisis estático de la estructura.

Cuadro 4. Coeficiente sísmico de la estructura

Coeficiente sísmico	
Cs =	0.22356

Cuadro de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

Seguidamente, se realiza el cálculo del cortante basal para el análisis estático, mediante la ecuación 3.0. A continuación, se presentan los datos utilizados para este cálculo y el resultado.

Tabla 18.0 Cálculo del cortante basal de la estructura mediante el método estático

Coefficiente sísmico	$C =$	0.224	
Peso total para sismo	$W_{TOT} =$	184645.56	kg
Cortante basal	$V =$	41279.36	kg

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

Una vez que se obtiene el cortante basal y el peso total del edificio, se puede calcular la fuerza sísmica por nivel mediante la ecuación 4.0. En la

siguiente tabla, se presentan los resultados de la fuerza sísmica por nivel.

Tabla 19.0 Cálculo de pesos por nivel.

Pesos por nivel		
Nº. nivel	kg	Ton
Nivel 0	57,820.56	57.82
Nivel 1	126,825.00	126.82

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

Tabla 20.0 Cálculo de fuerzas sísmicas por nivel

Nivel	$h_i$ (m)	$W_i$ (ton)	$W_i \cdot h_i$	$f$	$F_{sism i} = f \cdot F_{SISMICA}$	Cortante acumulado
1	2.95	57.82	170.57	0.186	7.66	41.28
2	5.9	126.82	748.27	0.814	33.62	33.62
$\Sigma$	---	184.65	918.84	1.000	41.28	

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel.

## Desplazamientos límite y derivas

A continuación, se presenta el cálculo de los desplazamientos límites de la estructura y su comparación con los valores máximos permitidos por el Código Sísmico de Costa Rica.

Tabla 21.0 Comprobación de derivas inelásticas contra los valores máximos permitidos

Nivel	$\delta_{ie}$	$H_i$	$\Delta_{ie}$	$\Delta_i$	$\Delta_i/H_i$	$\Delta_i/H_i$ máxima	Condición
0	0.0000 m	0.0000 m	0.0000 m	0.0000 m	0.0000000	0.0125	Cumple
1	0.0002 m	2.9500 m	0.0002 m	0.0008 m	0.0002712	0.0125	Cumple
2	0.0004 m	2.9500 m	0.0002 m	0.0008 m	0.0002712	0.0125	Cumple

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel y SAP2000

## Análisis modal espectral

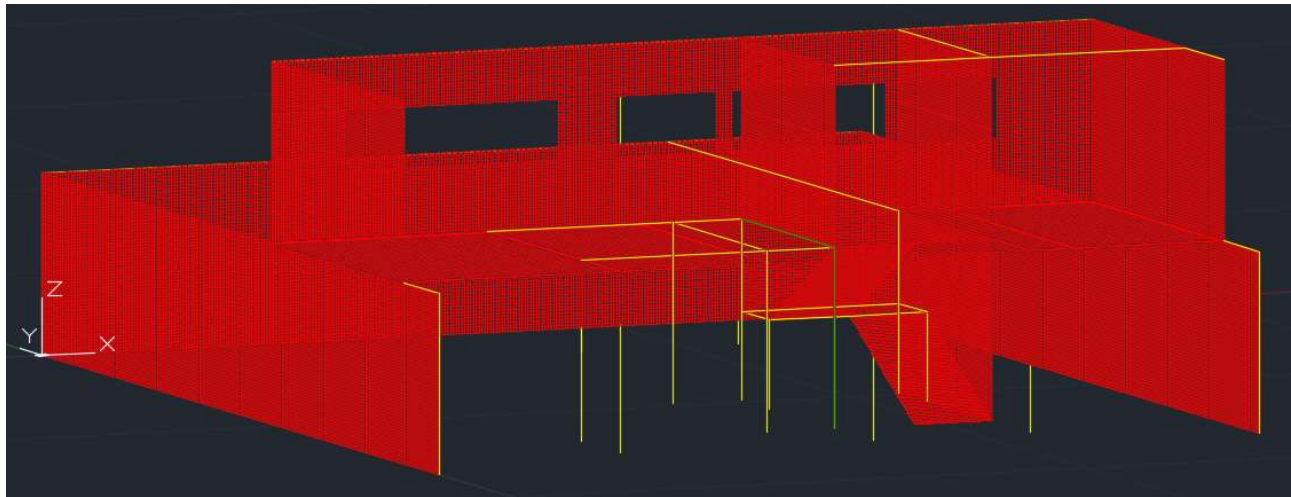
### Modelo en SAP2000

El modelo se realiza tomando en cuenta las columnas, vigas y muros estructurales del edificio. En este caso, se deben modelar los materiales con las condiciones de resistencia actuales en la estructura, por lo que se toma la resistencia del concreto obtenida de las pruebas de esclerómetro

obtenidas del laboratorio Castro y de la Torre (ver anexo N°4).

En primer lugar, se hace la modelación del edificio en 3D en el programa AutoCAD, dibujando los elementos lineales (columnas y vigas), y los elementos área (entrepiso y muros). A continuación, se muestra una figura con el edificio modelado en AutoCAD 2017 donde se pueden apreciar todos los elementos estructurales tomados en cuenta para el análisis estructural.

Figura 14.0 Modelo tridimensional de la estructura en el programa AutoCAD 2017

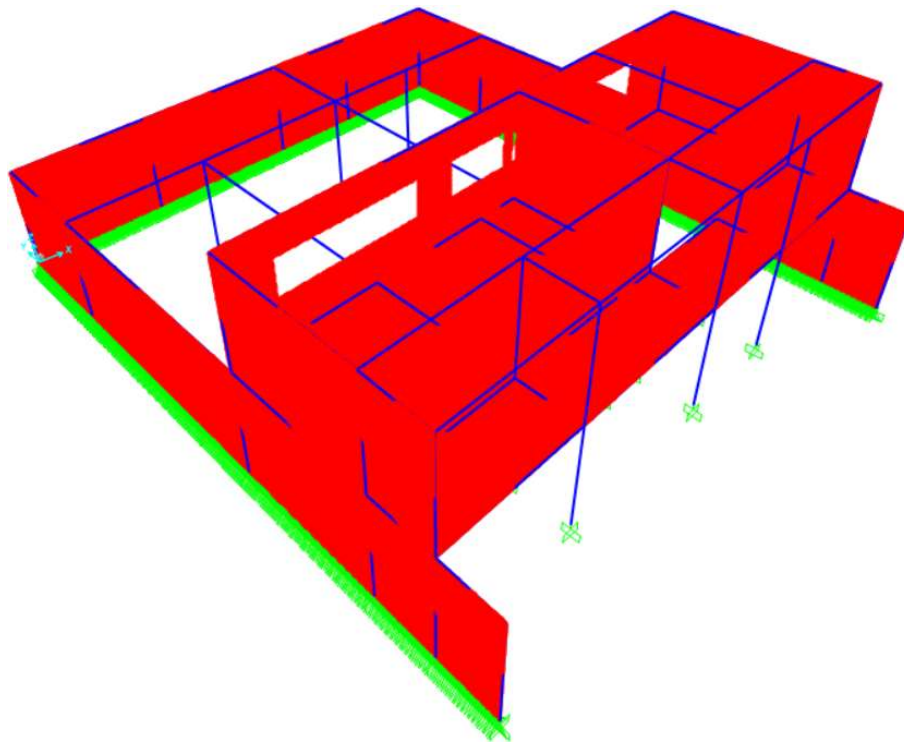


Fuente: Elaboración propia mediante el software AutoCAD 2017

Posteriormente, se importa el modelo tridimensional al programa SAP2000, y una vez que se aplican todos los pasos necesarios para la

modelación, se obtiene el siguiente modelo sísmico.

Figura 15.0 Modelo de análisis sísmico en el software SAP2000



Fuente: Elaboración propia mediante el software SAP2000

Para conocer si el modelo realizado se puede considerar confiable o no, se debe comparar la bajada de cargas, que se realiza manualmente,

con la carga muerta, sobrecarga muerta y carga temporal que indica el modelo de SAP. A continuación, se presenta dicha comparación.

Tabla 22.0 Verificación de cargas del modelo de análisis sísmico

	NIVEL 1	ENTREPISO 1	SUMA	SAP2000	% DIF
SCP (acabados)	-	34.06 ton	34.06 ton	34.06 ton	0%
DEAD (Elem. Estruct.)	57.82 ton	59.48 ton	117.30 ton	119.01 ton	1%
CP TOTAL	57.82 ton	93.54 ton	151.36 ton	153.07 ton	1%
CT TOTAL	-	33.28 ton	33.28 ton	34.31 ton	3%
TOTAL	57.82 ton	126.82 ton	184.65 ton	187.38 ton	1%
	57,821 kg	126,825 kg	184,646 kg	187,384 kg	1%

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

Una vez que se tiene el modelo comprobado, es correcto utilizarlo para realizar los análisis requeridos, y conocer las reacciones y fuerzas en los elementos estructurales para poder realizar su respectivo diseño. En las próximas tablas, se conoce el cortante basal de la estructura mediante

el análisis modal espectral, y el porcentaje de participación de masas de la estructura necesario para obtener el 90% de participación de masa en ambos sentidos ortogonales requeridos, que se detallan en las siguientes tablas.



Tabla 23.0 Cortante basal en la estructura calculado mediante el análisis modal-espectral

OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX kgf	GlobalFY kgf	GlobalFZ kgf
AMEx	LinRespSpec	Max	25669.8	759.16	453.05
AMEy	LinRespSpec	Max	759.15	16431.79	1631.86

Tabla de elaboración propia, mediante el programa SAP2000

Tabla 24.0 Porcentaje de participación de los últimos modos de vibración necesarios para el 90%

StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	SumUX Unitless	SumUY Unitless
Mode	81	0.013898	0.916	0.899
Mode	82	0.013557	0.917	0.899
Mode	83	0.013535	0.929	0.901
Mode	84	0.01343	0.929	0.901
Mode	85	0.013346	0.929	0.903
Mode	86	0.013299	0.929	0.903
Mode	87	0.013125	0.929	0.903
Mode	88	0.013036	0.929	0.903
Mode	89	0.012967	0.929	0.903
Mode	90	0.012938	0.929	0.903
Mode	91	0.012827	0.929	0.904
Mode	92	0.012754	0.929	0.908
Mode	93	0.012522	0.931	0.908
Mode	94	0.01236	0.931	0.909
Mode	95	0.012324	0.931	0.91
Mode	96	0.012296	0.932	0.91
Mode	97	0.012196	0.932	0.915
Mode	98	0.011989	0.935	0.915
Mode	99	0.011568	0.935	0.915
Mode	100	0.011507	0.935	0.915

Tabla de elaboración propia, mediante el programa SAP2000

Posteriormente, se muestran como ejemplo las fuerzas internas de una columna de concreto y una

viga de concreto, los resultados completos se muestran en la sección de apéndices.

Tabla 25.0-a Fuerzas internas de la columna CO-01 de concreto nueva de refuerzo (extracto de tabla completa)

Station m	OutputCase Text	P kgf	V2 kgf	V3 kgf	T kgf-m	M2 kgf-m	M3 kgf-m
0	1.05CM+0.5CV+AMEx+0.3AMEy	33.42	42.32	6.58	0.98	10.23	66.94
1.475	1.05CM+0.5CV+AMEx+0.3AMEy	33.42	42.32	6.58	0.98	25.43	4.58
2.95	1.05CM+0.5CV+AMEx+0.3AMEy	33.42	42.32	6.58	0.98	99.2	57.91

Tabla 25.0-b Fuerzas internas de la columna CO-01 de concreto nueva de refuerzo (continuación)

0	1.05CM+0.5CV+AMEx+0.3AMEy	-1964.52	-42.32	-50.02	-0.98	-48.35	-66.94
1.475	1.05CM+0.5CV+AMEx+0.3AMEy	-1732.21	-42.32	-50.02	-0.98	-0.64	-4.58
2.95	1.05CM+0.5CV+AMEx+0.3AMEy	-1499.9	-42.32	-50.02	-0.98	-9.19	-57.91
0	1.05CM+0.5CV-AMEx-0.3AMEy	33.42	42.32	6.58	0.98	10.23	66.94
1.475	1.05CM+0.5CV-AMEx-0.3AMEy	33.42	42.32	6.58	0.98	25.43	4.58
2.95	1.05CM+0.5CV-AMEx-0.3AMEy	33.42	42.32	6.58	0.98	99.2	57.91
0	1.05CM+0.5CV-AMEx-0.3AMEy	-1964.52	-42.32	-50.02	-0.98	-48.35	-66.94
1.475	1.05CM+0.5CV-AMEx-0.3AMEy	-1732.21	-42.32	-50.02	-0.98	-0.64	-4.58
2.95	1.05CM+0.5CV-AMEx-0.3AMEy	-1499.9	-42.32	-50.02	-0.98	-9.19	-57.91
0	1.05CM+0.5CV+0.3AMEx+AMEy	86.32	12.69	4.95	0.29	6.86	20.08
1.475	1.05CM+0.5CV+0.3AMEx+AMEy	86.32	12.69	4.95	0.29	25.43	3.08
2.95	1.05CM+0.5CV+0.3AMEx+AMEy	86.32	12.69	4.95	0.29	99.2	17.37
0	1.05CM+0.5CV+0.3AMEx+AMEy	-1964.52	-12.69	-50.02	-0.29	-48.35	-20.08

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

Tabla 26.0-a Fuerzas internas de la viga VE-01 de concreto nueva de refuerzo (extracto de tabla completa)

Frame Text	OutputCase Text	P kgf	V2 kgf	V3 kgf	T kgf-m	M2 kgf-m	M3 kgf-m
20	1.05CM+0.5CV-0.3AMEx- AMEy	2.149E-09	7	2.57E-11	0.65	5.205E- 13	3.09
20	1.05CM+0.5CV-0.3AMEx- AMEy	2.148E-09	7	2.57E-11	0.65	3.145E- 12	3.02
20	1.05CM+0.5CV-0.3AMEx- AMEy	4.74E-11	6.78	2.71E-11	0.66	6.304E- 13	8.5
20	1.05CM+0.5CV-0.3AMEx- AMEy	4.74E-11	6.78	2.71E-11	0.66	1.823E- 13	12.05
20	1.05CM+0.5CV-0.3AMEx- AMEy	5.52E-11	6.55	3.25E-11	0.66	7.573E- 13	18.59
20	1.05CM+0.5CV-0.3AMEx- AMEy	5.52E-11	6.55	3.25E-11	0.66	2.176E- 13	21.99
20	1.05CM+0.5CV-0.3AMEx- AMEy	1.006E-09	6.32	1.57E-11	0.66	3.337E- 13	28.23
20	1.05CM+0.5CV-0.3AMEx- AMEy	1.005E-09	6.32	1.57E-11	0.66	1.631E- 12	31.47
20	1.05CM+0.5CV-0.3AMEx- AMEy	4.627E-11	6.07	2.93E-11	0.65	6.938E- 13	37.4
20	1.05CM+0.5CV-0.3AMEx- AMEy	4.627E-11	6.07	2.93E-11	0.65	2.272E- 13	40.47
20	1.05CM+0.5CV-0.3AMEx- AMEy	5.315E-11	5.83	3.47E-11	0.64	8.207E- 13	46.09
20	1.05CM+0.5CV-0.3AMEx- AMEy	5.315E-11	5.83	3.47E-11	0.64	2.729E- 13	48.99
20	1.05CM+0.5CV-0.3AMEx- AMEy	0	5.57	1.85E-12	0.63	1.931E- 14	54.29
20	1.05CM+0.5CV-0.3AMEx- AMEy	0	5.57	1.85E-12	0.63	7.315E- 14	57.02

Tabla 26.0-b Fuerzas internas de la viga VE-01 de concreto nueva de refuerzo (continuación)

20	1.05CM+0.5CV-0.3AMEx-AMeY	3.402E-10	5.32	2.45E-10	0.62	5.816E-12	62.01
20	1.05CM+0.5CV-0.3AMEx-AMeY	3.402E-10	5.32	2.45E-10	0.62	1.983E-12	64.56
20	1.05CM+0.5CV-0.3AMEx-AMeY	4.904E-11	5.06	3.75E-11	0.61	8.878E-13	69.22
20	1.05CM+0.5CV-0.3AMEx-AMeY	4.904E-11	5.06	3.75E-11	0.61	3.093E-13	71.61
20	1.05CM+0.5CV-0.3AMEx-AMeY	8.117E-10	4.8	2.15E-11	0.59	4.84E-13	75.94
20	1.05CM+0.5CV-0.3AMEx-AMeY	8.112E-10	4.8	2.15E-11	0.59	1.873E-12	78.15
20	1.05CM+0.5CV-0.3AMEx-AMeY	3.895E-11	4.53	3.35E-11	0.57	7.908E-13	82.16
20	1.05CM+0.5CV-0.3AMEx-AMeY	3.895E-11	4.53	3.35E-11	0.57	2.816E-13	84.2
20	1.05CM+0.5CV-0.3AMEx-AMeY	4.323E-11	4.27	4.04E-11	0.55	9.475E-13	87.87

Tabla de elaboración propia, mediante el programa SAP2000

## Diseño de elementos de concreto reforzado

revisión de capacidad por flexión y carga axial simultánea.

### Diseño de vigas

Diseño por flexión

A continuación, se ejemplifica el diseño de una viga de concreto reforzado para las acciones correspondientes, flexión, cortante, torsión y

En las siguientes tablas, se muestran los resultados del proceso de diseño de una viga para los efectos de flexión.

Tabla 27.0 Cargas últimas de diseño de la viga en cuestión

VIGA	CARGA AXIAL Pu (kgf)	CORTANTE Vu (kgf)	TORSIÓN Tu (kgf - m)	MOMENTO Mu (kgf - m)
VE-01	0	304.8	39.59	647.44

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

Tabla 28.0 Características de los materiales considerados en el diseño de la viga en cuestión

Materiales			
f'c	210		kg/cm <sup>2</sup>
fyL	2800		kg/cm <sup>2</sup>
fyT	4200		kg/cm <sup>2</sup>
Es	2100000		kg/cm <sup>2</sup>

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

Tabla 29.0 Datos de sección transversal considerados para el diseño de la viga en cuestión.

Datos de sección			
Recubrimiento		3	cm
$b_w$		25	cm
$d$		37	cm
$h$		40	cm
$d'$		3	cm
Rec. Al centroide del acero en tensión		6	cm

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

Tabla 30.0 Cálculo de acero de refuerzo por flexión

Sección simplemente reforzada		
$a$	0.44	cm
$c$	0.52	
$c/d$	0.01	
$A_s$	0.70	cm <sup>2</sup>
$\rho$	0.001	
$A_{smin}$	5.00	cm <sup>2</sup>

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

mediante la deducción de una fórmula que permita calcular el acero de refuerzo transversal capaz de soportar ambas fuerzas de diseño. A continuación, se muestran los resultados de dicho diseño.

Tabla 31.0 Cálculo y revisión de la torsión de umbral de la viga

Cálculo torsión umbral		
$T_{th} =$	0.30	ton-m
$\phi T_{th} =$	0.22	ton-m
$T_u =$	0.04	ton-m

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

## Diseño por cortante y torsión

Para el diseño de la viga por los efectos de cortante y torsión, se puede simplificar el diseño

Tabla 32.0 Aporte del concreto a la resistencia por cortante y torsión de la viga en cuestión

Aporte del concreto a la resistencia a cortante y torsión	
$V_s$ , máx. (kg)	26113
$V_s^*$ (kg)	13549
$V_c$ , máx. (kg)	6528
$V_s$ (kg)	-6122

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

Tabla 33.0 Revisión de cuantía mínima de acero de refuerzo transversal

Cuantía mínima de acero transversal			
$A_v$ , mín. =	máx.	1.553 1.875	1.875
$A_e =$	1.42	Se debe utilizar el $A_v$ , min. porque no se cumple que el $A_e > A_v$ , min.	

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel.

## Revisión de capacidad por flexión axial

Tabla 34.0 Comparación del valor de carga axial sometida versus límite de código.

$P_u$	<	$0,10 \cdot f_c \cdot A_g$
0	<	21000

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel.

Tabla 35.0 Capacidad Axial Máxima de la viga en cuestión.

$P_0$	191607.50	kg
$P_u$	143705.63	kg
$\phi P_0 = P_{n,máx} =$	162866.38	kg
$\phi P_u = P_{u,máx} =$	122149.78	kg

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

Tabla 36.0 Resumen de acero de refuerzo diseñado para las vigas del edificio

Viga Tipo	Tipo Refuerzo	Cantidad	Tamaño	Separación (cm)
VE-01	Cortante	Aros	#3	15
	Flexión	2	#5	-
		2	#3	-
VE-02	Cortante	Aros	#3	15
	Flexión	3	#4	-
VE-03	Cortante	Aros	#3	15
	Flexión	2	#5	-

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

Figura 16.0 Sección transversal de la viga VE-01 con refuerzo diseñado

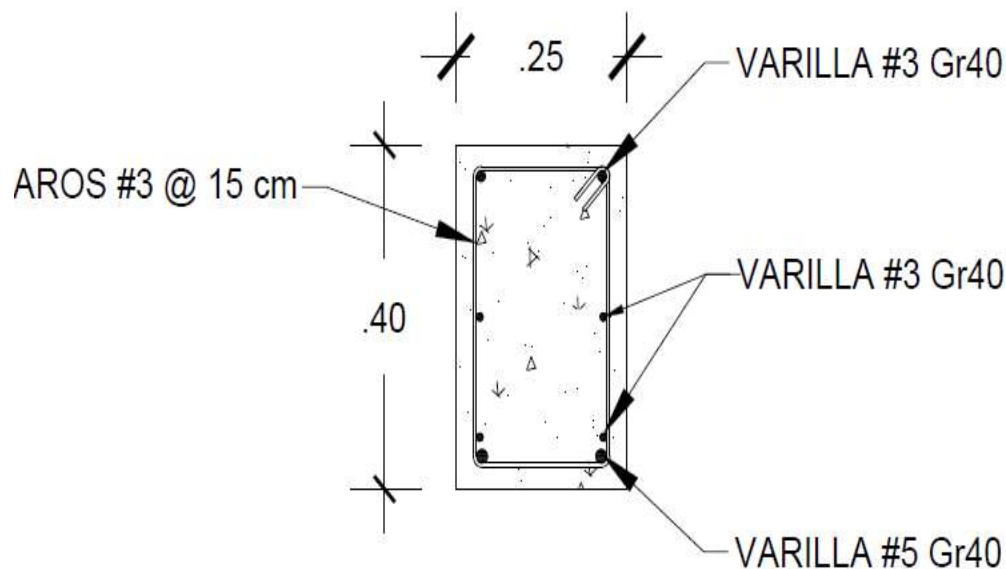


Figura de elaboración propia, mediante el programa AutoCAD2017

## Diseño de columnas

A continuación, se ejemplifica el diseño de una columna de concreto reforzado por los efectos de flexocompresión, cortante y torsión. No se

muestran los demás diseños de columnas ya que se realizan de manera análoga.

## Efecto de amplificación de momentos

En las próximas tablas, se muestran las consideraciones tomadas a la hora de realizar la amplificación de momentos.

Tabla 37.0 Consideraciones para realizar los cálculos de la amplificación de momentos

Tipo de columna	NO ARRIOSTRADA
Módulo de elasticidad ( $E_c$ )	218,819.79 kg/cm <sup>2</sup>
Inercia en x ( $I_x$ )	32552.08 cm <sup>4</sup>
Inercia en y ( $I_y$ )	32552.08 cm <sup>4</sup>
Inercia agrietada en x	22786.46 cm <sup>4</sup>
Inercia agrietada en y	22786.46 cm <sup>4</sup>
$\beta_{dns}$	0.6
K	0.8
$l_u$	295.00 cm
$E I_{gx}$	1246532000
$E I_{gy}$	1246532000
$C_m$	1
Factor reductor de la resistencia $\phi$ ( $\phi$ )	0.75

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

Tabla 38.0 Cálculo de factor de amplificación de momentos (extracto de tabla original)

PCx	$P_{u \leq 0.1 P_{cx}}$	Pcy	$P_{u \leq 0.1 P_{cy}}$	Factor amplificador $\delta_x$	Factor amplificador $\delta_y$
220,891.58 kg	ok	220,891.58 kg	ok	1.0105	1.0105
220,891.58 kg	ok	220,891.58 kg	ok	1.0105	1.0105
220,891.58 kg	ok	220,891.58 kg	ok	1.0105	1.0105
220,891.58 kg	ok	220,891.58 kg	ok	1.0105	1.0105
220,891.58 kg	ok	220,891.58 kg	ok	1.0105	1.0105
220,891.58 kg	ok	220,891.58 kg	ok	1.0105	1.0105
220,891.58 kg	ok	220,891.58 kg	ok	1.0105	1.0105
220,891.58 kg	ok	220,891.58 kg	ok	1.0105	1.0105
220,891.58 kg	ok	220,891.58 kg	ok	1.0105	1.0105
220,891.58 kg	ok	220,891.58 kg	ok	1.0105	1.0105
220,891.58 kg	ok	220,891.58 kg	ok	1.0105	1.0105

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

Tabla 39.0 Pares ordenados de carga axial y momentos amplificados (extracto de tabla original).

PU (kg)	Momento en x (kg-cm)	Momento en y (kg-cm)	$\Delta x P_u$ (kg-cm)	$\Delta y P_u$ (kg-cm)		Momento amplificado en x (kg-cm)	Momento amplificado en y (kg-cm)
3,466.16	-9,633.00	-1,698.00	3,502.52	3,502.52	-	13,135.52	-
3,156.41	5,043.00	744.00	3,189.52	3,189.52		8,232.52	3,933.52
2,846.66	19,719.00	3,186.00	2,876.52	2,876.52		22,595.52	6,062.52
4,229.02	-12,313.00	-2,278.00	4,273.39	4,273.39	-	16,586.39	-
3,963.52	6,507.00	848.00	4,005.10	4,005.10		10,512.10	4,853.10
3,698.02	25,328.00	3,973.00	3,736.81	3,736.81		29,064.81	7,709.81
2,990.09	-9,281.00	7,876.00	3,021.46	3,021.46	-	12,302.46	10,897.46
2,757.77	4,418.00	1,248.00	2,786.70	2,786.70		7,204.70	4,034.70
2,525.46	18,118.00	-5,380.00	2,551.95	2,551.95		20,669.95	-
2,995.42	-7,704.00	-10,937.00	3,026.84	3,026.84	-	10,730.84	-
2,763.10	4,512.00	-0.38	2,792.09	2,792.09		7,304.09	-
							2,792.47

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

Tabla 40.0 Pares ordenados de carga axial y momentos amplificados (extracto de tabla original)

Momento amplificado en x (ton-m)		Momento amplificado en y (ton-m)		PU (ton)
-	0.13	-	0.05	3.466
	0.08		0.04	3.156
	0.23		0.06	2.847
-	0.17	-	0.07	4.229
	0.11		0.05	3.964
	0.29		0.08	3.698
-	0.12		0.11	2.990
	0.07		0.04	2.758
	0.21	-	0.08	2.525
-	0.11	-	0.14	2.995
	0.07	-	0.03	2.763

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

## Diseño por flexo-compresión

En el diseño por flexocompresión, se genera el diagrama de interacción de la columna mediante el software SAP2000, para una columna de concreto reforzado de dimensiones de 25x25 cm,

y una resistencia del concreto a la compresión  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ . A continuación, se detallan dichos diagramas de interacción utilizados en el diseño de las columnas por flexocompresión, y las secciones transversales de las columnas consideradas:

Figura 17.0 Sección transversal de la columna en cuestión

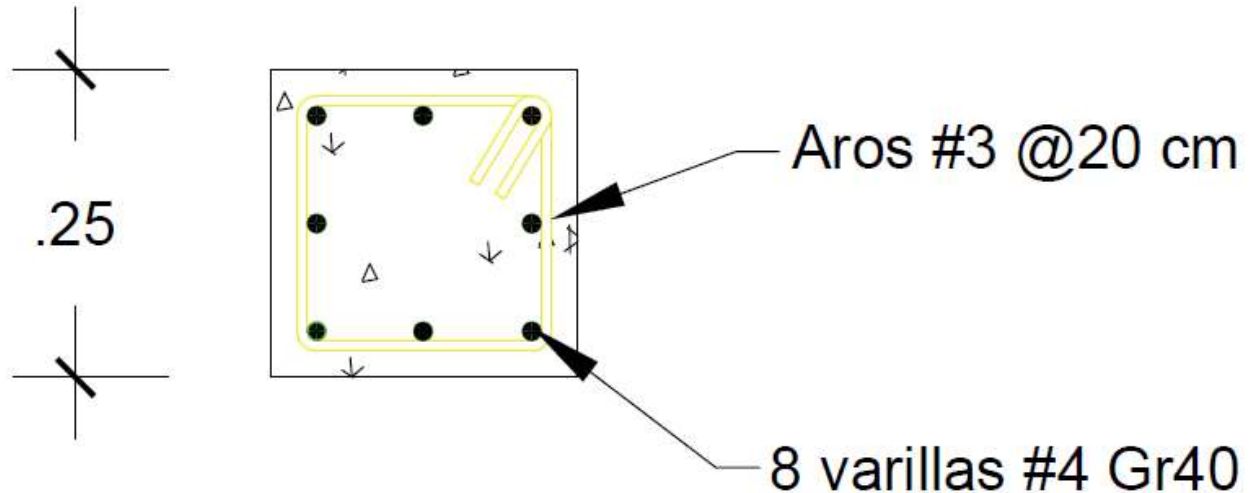


Figura de elaboración propia, mediante el programa AutoCAD 2017

Figura 18.0 Diagrama de interacción de la columna en cuestión en el sentido ortogonal X

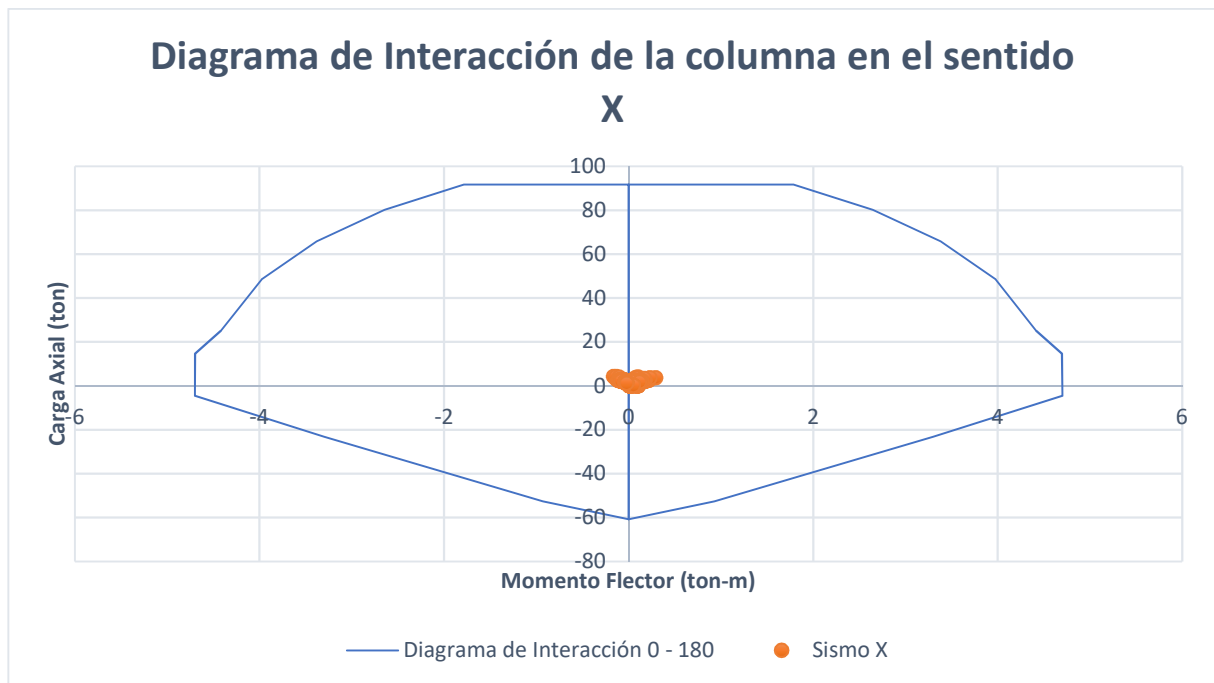


Figura de elaboración propia, mediante los programas SAP2000 y Microsoft Excel



Figura 19.0 Diagrama de interacción de la columna en cuestión en el sentido ortogonal Y

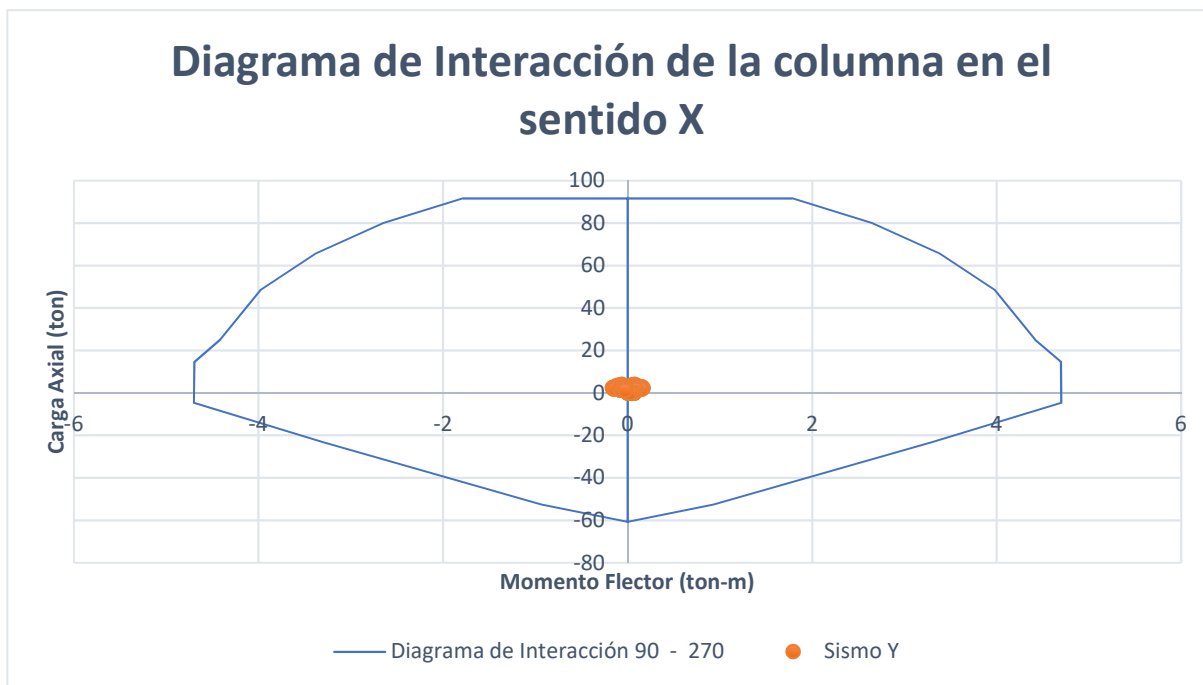


Figura de elaboración propia, mediante los programas SAP2000 y Microsoft Excel

### Diseño por cortante

Para el diseño por cortante, se utilizan las ecuaciones observadas en el diagrama de flujo de

Tabla 41.0 Cargas últimas máximas absolutas de la columna en cuestión

Mu	0.29	ton-m
Vu	0.13	ton
Tu	0.00	ton -m

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

diseño por cortante en la figura 9. A continuación, se detallan los resultados de la revisión de la columna por cortante.

Tabla 42.0 Características de los materiales considerados en la columna

f'c	210	kg/cm <sup>2</sup>
fyL	2800	kg/cm <sup>2</sup>
fyt	4200	kg/cm <sup>2</sup>
Es	2100000	kg/cm <sup>2</sup>

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

Tabla 43.0 Datos de la sección transversal de la columna en cuestión

Datos de sección		
Recubrimiento	3	cm
Lado	25	cm
d	22	cm
d'	3	cm
Rec. Al centroide del acero en tensión	4	cm

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

Tabla 44.0 Aporte del concreto a la resistencia por cortante y torsión

Aporte del concreto a la resistencia a torsión y cortante	
Vs, máx. (kg)	4332
Vs* (kg)	2248
Vc, máx. (kg)	1083
Vs (kg)	-913

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

Tabla 45.0 Separación máxima permitida por cortante.

23.5	cm
60	cm

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

## Diseño por torsión

En primer lugar, se revisa si la torsión, que recibe el elemento, es mayor a la torsión de umbral, como se detalla a continuación.

Tabla 46.0 Cálculo de torsión de umbral y comparación con la torsión recibida

Cálculo torsión umbral		
Tth=	0.15	ton-m
$\phi Tth=$	0.11	ton-m
Tu=	0.00	ton-m

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

# Presupuesto global de obra

A continuación, se muestran los resultados del presupuesto de obra manera de ilustración. El presupuesto completo se adjunta en la sección de apéndices.

Figura 20.0 Presupuesto estimado de obra revisado al 27 de setiembre de 2017 (extracto del presupuesto completo)

DESCRIPCIÓN:	Cant.	Unidad	Precio Unit MAT	
Re-ubicación de poste de servicios de comunicación	1.00	glo		
Re-ubicación de Hidrante	1.00	glo		
Obras Preliminares, cerramientos y bodega temporal	50.00	m2	€	33,300.00
<b>OBRA GRIS</b>				
<b>DEMOLICIONES</b>				
Remoción de portones y rejas metálicas	154.90	m2		
Demolición de murete frontal	8.00	m2		
Demolición de macetera y baranda	16.77	m2		
Remoción de pisos MADERA existentes (solo 1er piso y closet del 2do piso)	67.86	m2		
Demolición de paredes de vidrio con puertas y rejas	51.87	m2		
Demolición de Escalera principal	11.20	m2		
Demolición de losas de concreto en cielo y entrepiso	94.25	m2		
Demolición de paredes varias - PRIMER NIVEL	210.54	m2		
Demolición de paredes varias - SEGUNDO NIVEL	221.10	m2		
Demolición de cielorrasos existentes	404.05	m2		
Demolición de Cubierta y cerchas - SEGUNDO NIVEL	66.70	m2		
Construcción de 1 Escalera (tipo caracol) independiente para el local	1.00	glo	€	1,620,000.00
Construcción de Estructura y Cubierta de techo para Escalera	5.00	m2	€	84,000.00
Construcción de elementos estructurales de refuerzo (vigas), 1er Nivel	9.41	m3	€	333,000.00
Construcción de elementos estructurales de refuerzo (columnas), 1er Nivel	7.48	m3	€	333,000.00
Construcción de elementos estructurales de refuerzo (vigas), 2do Nivel	7.04	m3	€	333,000.00
Construcción de elementos estructurales de refuerzo (columnas), 2do Nivel	4.55	m3	€	333,000.00
Construcción de nueva área de entrepiso (con viguetas tipo Escosa) y losa 70 mm	14.85	m2	€	50,400.00
Construcción de paredes estructurales nuevas (en block de 15 cm)	24.50	m2	€	38,000.00
Relleno con lastre para llevar a nivel áreas de cochera, patio tendido y terraza posterior, max: 10 cm esp	8.91	m3	€	18,000.00
Relleno con lastre bajo piso de madera a remover, solo 1er Piso (para nivelar hasta NPT), max: 30 cm esp	24.06	m3	€	18,000.00
Construcción de losa de contrapiso en áreas de cochera, patio tendido y terraza posterior (esp max 10 cm)	68.55	m2	€	29,970.00
Construcción de losa de contrapiso en área de pisos de madera removidos, solo 1er Piso (esp max 10 cm)	32.00	m2	€	29,970.00
Nivelaciones generales de piso (solo en 1er nivel)	237.80	m2	€	4,500.00

Figura de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel.

## Planificación de la obra

En cuanto a la planificación de obra, se realiza un diagrama de Gantt tomando las actividades necesarias para llevar a cabo la obra y darle un tiempo aproximado de ejecución para llevar a cabo, basados en la experiencia de la empresa, que es en este caso, CDH Ingeniería S.R.L.

Para el Diagrama de Gantt, se usan los tiempos y costos presupuestados para comparar

con lo real a través de la obra. No se utilizan recursos en la realización del diagrama mediante Microsoft Project.

## Diagrama de Gantt

A continuación, se presenta una imagen ilustrativa del diagrama de Gantt.

Figura de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Project



Figura 22.0 Diagrama de Gantt detallado para la fase de construcción

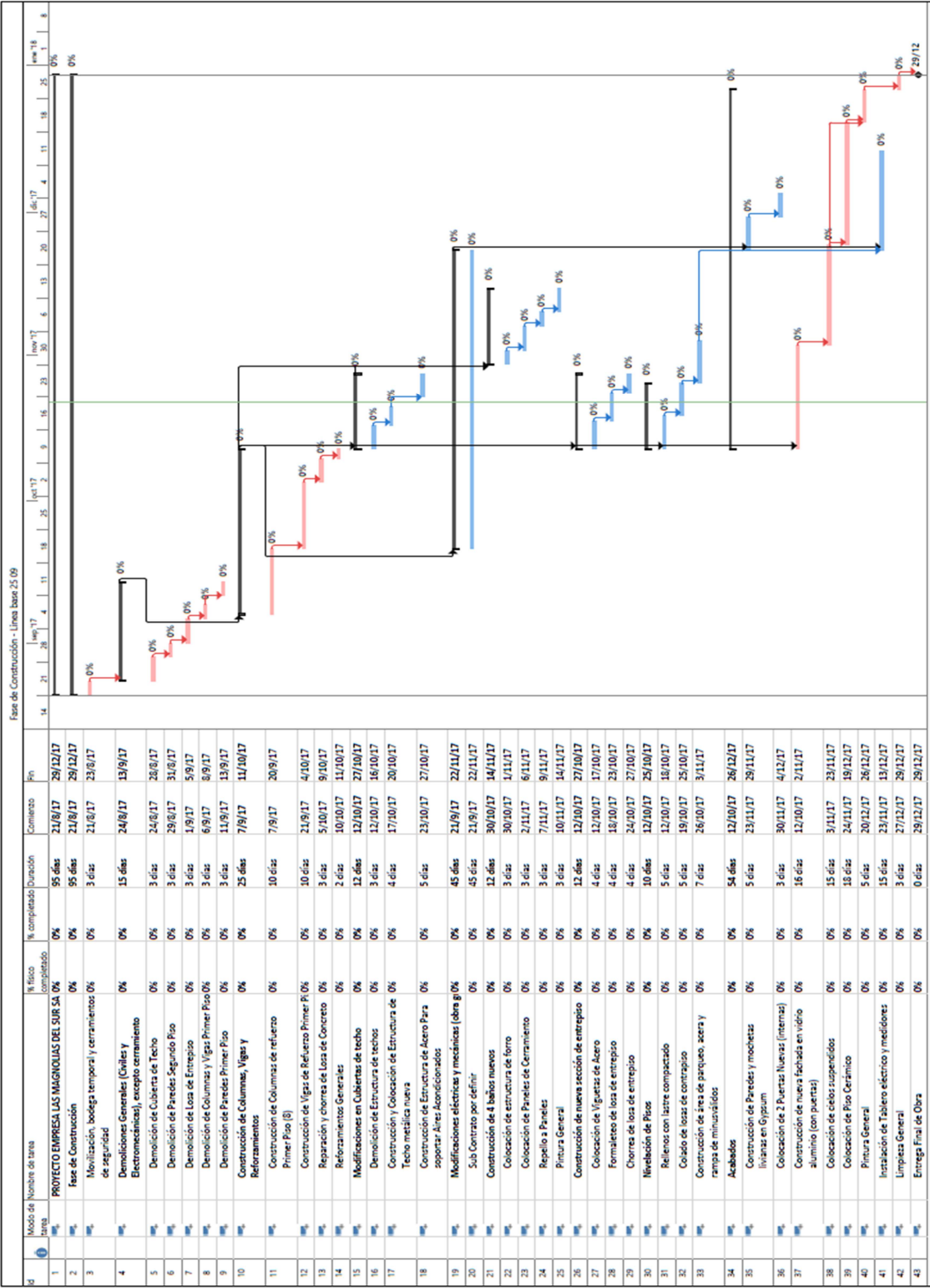


Figura de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Project

## Comparación entre la estructura original versus la modificada

Tabla 47.0 Comparación de costos elementos de refuerzo estructural

Descripción	Cant.	Unidad	Ancho	Lado	Altura	Cantidad	Costo unitario	TOTAL
Diseño original								
Columnas de concreto diseño original	11.00	glo	0.40 m	0.20 m	2.95 m	2.60 m3	₡ 115,000.00	₡ 298,540.00
Diseño propuesto								
Columnas de concreto tipo CO-01	7.00		0.25 m	0.25 m	2.95 m	1.29 m3	₡ 115,000.00	₡ 148,421.88
Columnas de concreto tipo CO-02	1.00		0.20 m	0.20 m	2.95 m	0.12 m3	₡ 115,000.00	₡ 13,570.00
Vigas de concreto tipo VE-01	14.30	m	0.25 m	0.40 m	14.30 m	20.45 m3	₡ 115,000.00	₡ 2,351,635.00
Vigas de concreto tipo VE-02	12.13	m	0.25 m	0.40 m	12.13 m	14.71 m3	₡ 115,000.00	₡ 1,692,074.35
Vigas de concreto tipo VE-03	6.80	m	0.20 m	0.30 m	6.80 m	2.77 m3	₡ 115,000.00	₡ 319,056.00

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

### Proceso de construcción de la obra

El contrato firmado para la ejecución de este proyecto se define como un contrato por administración de obra, por lo cual, no se utiliza mano de obra ni recursos de la empresa. Es decir, la mano de obra utilizada, cuando se lleva a cabo el proyecto, proviene de sub-contratos administrados por la empresa consultora o el ingeniero consultor.

### Etapas de tramitología

Para efectos de este proyecto, se genera un plan de manejo de residuos del proyecto, para su presentación a la Municipalidad de San José y obtener el permiso de construcción. Dicho plan de

manejo de residuos se puede consultar en la sección de apéndices, en el apéndice N° 1.

### Demolición

Las etapas de demolición son las primeras en ejecutarse en el proyecto, dividiéndose en tres etapas. Las primeras dos consisten en pequeñas demoliciones de los muros internos de la estructura, y, a su vez, varias exploraciones a los elementos estructurales. La tercera etapa consiste en demoler elementos más robustos, como el entrepiso, columnas y vigas necesarias, de acuerdo con los planos mostrados en la sección de anexos. A continuación, se presentan algunas fotografías para ilustrar los procesos de demolición en la estructura.

Figura 23.0 Ejemplo de muros demolidos en las etapas 1, 2 y 3 de demolición



Figura de elaboración propia, tomada en sitio

Figura 24.0 Demolición de muros estructurales



Figura de elaboración propia, tomada en sitio



Figura 25.0 Proceso constructivo de demolición de elementos estructurales



Figura de elaboración propia, tomada en sitio

Figura 26.0 Proceso constructivo de demolición de elementos estructurales



Figura de elaboración propia, tomada en sitio



En cuanto a lo relacionado con costos, a continuación, se presentan los montos de las cotizaciones recibidas, y los montos

subcontratados de demolición contra los costos presupuestados.

Tabla 48.0 Cotizaciones recibidas para el proceso de la tercera parte de la demolición

Contratista	Monto	% dif. respecto al más barato
Bismark Reyes	¢7,411,000	74%
Cristian Arrieta	¢4,250,000	0%
Jimmy Vargas	¢5,500,000	29%
Rolando Zambriana	¢7,000,000	65%

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

Tabla 49.0 Listado de subcontratos otorgados para la etapa de demolición

Contratista	Monto	Fecha	Detalle
Jimmy Vargas	¢2,000,000	15/6/2017	Demolición interna general
Jimmy Vargas	¢1,100,000	14/7/2017	Demolición paredes y cenefas
Jimmy Vargas	¢888,000	31/7/2017	Tercer etapa demolición Paredes
Jimmy Vargas	¢5,500,000	28/8/2017	Demolición pesada
Jimmy Vargas	¢800,000	13/9/2017	Demolición de estructura de cerchas, cubierta y alerón en concreto

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

Tabla 50.0 Comparación de costos presupuestados versus costos reales

Demoliciones	¢10,555,860.00	¢10,288,000.00	¢267,860.00
--------------	----------------	----------------	-------------

Remoción de portones y rejas metálicas

Demolición de murete frontal

Demolición de macetera y baranda

Remoción de pisos madera existentes (solo 1er piso y closet del 2do piso)

Demolición de paredes de vidrio con puertas y rejas

Demolición de escalera principal

Demolición de losas de concreto en cielo y entrepiso

Demolición de paredes varias – primer nivel

Demolición de paredes varias – segundo nivel

Demolición de cielorrasos existentes

Demolición de cubierta y cerchas – segundo nivel

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

## Construcción de obra

### Obra gris

Con respecto a la etapa de construcción, se cotizan dos contratos que se dividieron en:

1. Contrato de construcción de vigas y columnas de concreto, nivelación de 32 m<sup>2</sup> de piso con máx. 10 cm de espesor.

2. Contrato de nivelación de pisos general en la huella de los locales comerciales, construcción de pared nueva de mampostería y demolición de vigas y columnas varias.

A continuación, se presenta un cuadro comparativo de las ofertas recibidas en el primer proceso de cotizar la demolición y algunas fotografías alusivas al proceso.

Tabla 51.0 Cotizaciones recibidas para el proceso de construcción de elementos estructurales y nivelación de pisos

Contratista	Monto	% Diferencia respecto al más barato
Bismark Reyes	Ø6,109,055	0%
Cristian Arrieta	Ø6,753,000	11%

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

Figura 27.0 Proceso de armado de acero de refuerzo de una columna



Figura de elaboración propia, tomada en sitio

Figura 28.0 Proceso de armado de acero de refuerzo de una viga



Figura de elaboración propia, tomada en sitio

Figura 29.0 Proceso de construcción de pared estructural de mampostería



Figura de elaboración propia, tomada en sitio



## Obra electromecánica

Se realiza la cotización de los servicios electromecánicos y se obtienen tres

cotizaciones, comparadas mediante la siguiente tabla.

Tabla 52.0 Cuadro comparativo de ofertas por construcción electromecánica

Contratista	Monto	% diferencia con respecto al más barato
Ingeniería y Ambiente S.A.	€8,383,000	0%
Constructora Alta Sánchez.	€9,024,058	8%
Laitano consultores	€14,954,759	78%

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

Posteriormente, se define mediante el cliente del edificio, una serie de modificaciones al diseño electromecánico, que obliga a solicitar un extra en el alcance del primer contrato. A continuación, se

muestra un cuadro indicando el valor de cada contrato individual y el valor total del contrato por obras electromecánicas.

Tabla 53.0 Costos totales de los trabajos electromecánicos

N°. Contrato	Monto
1	€8,383,000
2	€9,580,750
Total	€17,963,750

Tabla de elaboración propia, mediante el programa Microsoft Excel

Figura 30.0 Red de aguas negras, grises, pluviales y potables del local C



Figura de elaboración propia, tomada en sitio

# Análisis de los resultados

En cuanto a la primera sección de los resultados, el primer enfoque es recolectar toda la información existente de la estructura, sus materiales y resistencias, y los estudios realizados para la generación de los planos utilizados para la etapa de tramitología.

Mediante el estudio de la documentación con el director técnico del proyecto, Ronald Chang, se llega a la conclusión que se debe realizar un estudio más profundo del análisis sísmico de la estructura. Esto con el fin de generar los diagramas de interacción de las columnas de la estructura, y revisar la capacidad de las vigas actuales para considerar refuerzos extra.

En la tabla 1.0 se detallan los valores de resistencia del concreto de los elementos estructurales obtenidos de pruebas no destructivas al concreto. Para la realización de esta prueba, se decide realizar la prueba del esclerómetro por impacto, con el laboratorio Castro y de la Torre. En la tabla, se puede observar que el elemento con menor resistencia es la viga de entrepiso, que tiene una resistencia de  $176 \text{ kg/cm}^2$ . También se puede observar que los demás elementos tienen resistencias bastante mayores, desde los  $246 \text{ kg/cm}^2$  en las columnas del primer nivel, hasta los  $267 \text{ kg/cm}^2$ .

Además, en esta obra, es sumamente necesario conocer el estado de los elementos estructurales que se desean conservar, para conocer el estado del concreto, su refuerzo, sus dimensiones; y de esta manera, estimar su capacidad estructural. Debido a esto, se realizan varias visitas al sitio, y se hacen demoliciones exploratorias para tener una idea del tipo de refuerzo en la estructura, e incluso conocer de cierta manera las técnicas constructivas de la época.

Como se puede observar en la figura 11.0, en las primeras demoliciones exploratorias, se

observa que las paredes estructurales son de ladrillos de arcilla. En la figura 12.0, durante una demolición de un piso de madera, se encuentran tuberías de aguas negras en arcilla, conocidas comúnmente como tuberías de alcarraza. Por su lado, en la figura 13.0, durante el proceso de demolición de una viga con una cenefa de concreto, se detectan piezas de madera dentro del área de sección transversal de concreto.

Debido a esta razón, se ve la necesidad de realizar una exploración más profunda en esta viga, y se detecta que, aparte de tener pedazos de madera dentro del concreto, el acero de refuerzo longitudinal es muy deficiente para el volumen de concreto en la viga, tanto así que, al realizar cálculos, no se cumple con el acero mínimo de la viga.

Una vez finalizado este estudio a la estructura original, se tiene suficiente información para realizar un modelo de análisis estructural, y realizar el diseño sísmico de la estructura con la resistencia real del concreto.

## Diseño de la estructura

Para poder realizar un diseño de una estructura sismorresistente, se debe comenzar con realizar el análisis estructural adecuado, tomando en cuenta todos los parámetros y requisitos que exija la ley vigente de Costa Rica, que, en este caso, es el Código Sísmico de Costa Rica (2010).

En primer lugar, mediante una hoja de cálculo se hace el cálculo del peso de los elementos de carga permanente del edificio, como lo son los elementos estructurales, acabados y equipos fijos. También se toman en cuenta las cargas temporales establecidas por el CSCR 2010, y se obtiene un peso total de la estructura considerando cargas permanentes y cargas temporales. Esta información se puede ver

detalladamente en las tablas de la 2 a la 6. Posteriormente, esta información permite usar el peso de la estructura para calcular el cortante basal por el método estático, y para comprobar que el modelo sísmico creado en SAP2000 esté correcto, mediante la comparación del peso de la estructura.

Una vez que se tienen dichos resultados, es hora de conocer si se puede utilizar el método estático del código, que tiene tres requerimientos. El primer requisito es que la edificación debe ser regular en planta. Para el chequeo de esta condición, se deben calcular los centros de masa y centros de rigidez de la estructura para conocer si existe una excentricidad considerable entre ellos. En la tabla 7.0, se muestran los pesos tributarios, que transfieren carga al entrepiso, que, multiplicados por el área de entrepiso, dan un peso total del entrepiso de 38071 kg (Cuadro 1.0). Enseguida, en la tabla 8-a y 8-b, se muestran los pesos de las columnas estructurales que se tienen en el segundo piso. Posteriormente, de la misma manera, se calcula el peso de los muros estructurales por mantener (tabla 9.0), y con estos datos y las coordenadas de cada elemento, se puede calcular el centro de masa del entrepiso (tabla 10.0); y, con esta información completa, calcular el centro de masa de la estructura (tabla 11.0). En el cuadro 2.0, se observan las coordenadas obtenidas del centro de masa de la estructura, basadas en el sistema de coordenadas propuesto por el diseñador.

Ahora bien, ya se cuenta con el centro de masa de la estructura, pero es necesario conocer el centro de rigidez de la estructura, por lo que en la tabla 15.0, se toma en cuenta la rigidez relativa de los muros estructurales (tabla 12.0) en el sentido “x” (tabla 13.0) y en el sentido “y” (tabla 14.0). De esta manera, se logra calcular el centro de rigidez de la estructura, el cual se muestra en el cuadro 3.0.

De acuerdo con la literatura, en el Código Sísmico de Costa Rica (2010), se requiere menos de un 5% de excentricidades entre el centro de masa y el centro de rigidez de la estructura para considerarse una estructura regular en planta. En este caso, en la tabla 16.0, se muestran las excentricidades entre ambos puntos, y el porcentaje de excentricidad entre ambos. Se puede observar que las excentricidades corresponden a valores de entre un 1 y un 2 % de excentricidad, valor que, al ser menor al 5% estipulado por el código, se puede considerar

como un edificio regular en planta. Este corresponde a la primera limitación mencionada en la sección del marco teórico.

Por su parte, para la revisión de la regularidad en altura, no hay criterios matemáticos o numéricos involucrados en el proceso de conocer si una estructura presenta regularidad en su altura; en muchos casos, basta con conocer la arquitectura del edificio y darse cuenta de si es regular o no. En este caso, solo es necesario observar que el entrepiso no está distribuido por toda el área de lo que es la huella del primer piso, por lo que no genera una estructura del todo simétrica en todos sus ejes. Es por esta razón, que se toma la consideración de que el edificio no cumple con el requerimiento de ser regular en altura.

Cabe agregar que, desde este punto, se conoce que se están incumpliendo los requerimientos necesarios para aplicar el método de análisis estático a la estructura. Sin embargo, se procede con las revisiones y el análisis estático per se, para posteriormente realizar una comparación de los resultados de este método con los del análisis modal-espectral.

Finalmente, se debe verificar que la estructura no sobrepase los cinco pisos, o, en su defecto, los veinte metros medidos desde el nivel de calle. En este caso, como se puede observar en la sección de resultados, la altura máxima de la estructura hasta nivel de cubierta, son 7.1 metros aproximadamente. Este requerimiento sí cumple con lo solicitado por el Código; sin embargo, el punto anterior no.

## Análisis estático

Como ya se menciona anteriormente, no es correcto realizar este análisis; sin embargo, se hace para comparar con el método modal espectral. En la tabla 17.0, se muestran los parámetros supuestos de diseño, para lo que son los cálculos de este método. Se puede observar que se toma en cuenta información relacionada al suelo donde se cimenta la estructura; esta se utiliza mediante la recomendación del CSCR de utilizar un suelo tipo S3 cuando no se conoce con exactitud el tipo de suelo. Los demás valores sí son tomados de las tablas y gráficos del CSCR. Por su parte, el periodo de vibración de la estructura no se calcula mediante estimaciones recomendadas por el código. En este caso, se aprovecha el modelo sísmico generado en el

programa SAP2000 para realizar una corrida del modelo y conocer el periodo real de la estructura en su primer modo de vibración. Es importante tomar en cuenta que el periodo es único de cada estructura, y que depende únicamente de la masa de la estructura, por lo que es acertado utilizar el periodo calculado mediante este programa.

En el cuadro 4.0, se muestra el valor del coeficiente sísmico calculado con los datos de la tabla 17. Mediante este coeficiente sísmico, y el peso total de la estructura, se puede calcular el valor del cortante basal, cuyo resultado se muestra en la tabla 18.0. El valor del coeficiente sísmico es de 0.2236, lo que quiere decir, que, en caso de sismo, la estructura siente una fuerza horizontal equivalente al 22.36% del peso de la estructura ( $V = 41,279.36 \text{ kg}$ ).

Seguidamente se realiza una distribución de la fuerza sísmica por niveles (tabla 20.0), apoyados de los pesos calculados por nivel o entrepiso (tabla 19.0). De esta manera se obtiene la fuerza sísmica que sentirá cada nivel, y el cortante acumulado de la estructura. Aquí se puede observar que la diferencia entre los cortante acumulados por nivel es de aproximadamente un 19%, valor que no supera el 50% estipulado en el Código Sísmico de Costa Rica. Gracias a esta información, se puede asegurar que la estructura no tiene lo que se conoce como un “piso débil”.

Finalmente, se debe realizar la comprobación de que las derivas inelásticas de la estructura no excedan los valores límite permitidos por el código. En la tabla 21.0, se puede observar que el máximo valor de deriva inelástica es de 0.0002712, valor mucho menor que el 0.0125 que estipula el código como valor máximo. Esto se debe a que la estructura, a pesar de la eliminación de muchos de los muros estructurales del edificio, permite dejar paños grandes de muro en toda el área perimetral del edificio. Es decir, aún quedan bastantes muros capaces de resistir el cortante inducido por el sismo, y, por ende, dar rigidez suficiente al sistema como para no tener periodos de vibración muy largos, ni desplazamientos excesivos.

## Análisis modal-espectral

Dado que no se cumplen los requerimientos del código para realizar un análisis estático a la estructura, se procede a realizar un análisis modal espectral, donde no se toma solo el primer modo de vibración, sino los modos necesarios hasta

obtener un 90% de participación de la masa en ambos sentidos ortogonales. En primer lugar, es importante mencionar que este análisis se realiza por medio del software SAP2000, por lo que la generación del modelo sísmico es sumamente importante. En la figura 14.0, se observa cómo luce el modelo tridimensional de la estructura, que, posteriormente, es importado al software SAP2000 para obtener lo que se conoce como el modelo sísmico de la estructura (figura 15.0). Dado que el modelo es de tanta importancia, se debe verificar que el modelo en efecto represente la realidad de la manera más acertada, y que no tenga errores que induzcan a resultados erróneos. Es por esto que se realiza la comparación de los pesos obtenido manualmente, mediante la hoja de cálculo, y se comparan con los pesos obtenidos del modelo.

En la tabla 22.0, se puede observar dicha comparación, en donde la diferencia total de pesos, entre carga permanente y carga temporal de la estructura es de un 1%. Este valor es bastante aceptable, ya que normalmente un 10% de error entra en un rango aceptable para margen de error. Gracias a esta comparación se puede afirmar que el modelo está correctamente modelado, y que es apto para su aplicación en el análisis estructural para su posterior diseño.

En la tabla 54.0, se muestran los últimos modos de vibración necesarios para lograr la participación del 90% de la masa del edificio en cada dirección ortogonal. En este caso, la estructura requiere 83 modos de vibración para alcanzar dicho porcentaje de participación de masas.

Ya que uno de los propósitos de haber realizado el análisis estático es comparar los resultados entre ambos métodos, se puede observar el cortante basal de la estructura mediante el análisis modal-espectral (tabla 23.0) y el cortante basal calculado anteriormente, mediante el análisis estático, difieren en casi un 38%. Esto quiere decir que, mediante la realización de este análisis, se puede tener un ahorro en el diseño de la estructura, ya que se conoce con más exactitud el comportamiento real de la estructura.

Una vez que se tiene el modelo correctamente depurado, y asegurando el porcentaje de participación de masas, se puede utilizar para realizar las corridas de la estructura con todas las combinaciones de carga requeridas por el Código Sísmico de Costa Rica (2010), y



obtener las fuerzas internas de diseño para cada elemento. En la tabla 25.0, se puede observar un extracto que contiene todas las fuerzas de diseño de una columna nueva de concreto por diseñar, al igual que en la tabla 26.0, donde se muestran las fuerzas de diseño de una viga de concreto nueva por diseñar.

## Diseño de elementos de concreto reforzado

Para el diseño de elementos de concreto reforzado, se revisan las acciones recomendadas en el Código Sísmico de Costa Rica, complementado con los lineamientos del American Concrete Institute (ACI 318s-14).

Para el diseño de vigas, se puede dividir el diseño en tres partes: por flexión, por cortante y torsión, y revisión por capacidad axial. En este caso, resulta conveniente calcular los valores máximos y mínimos para cada fuerza de diseño, para tener un diseño que cumpla con los valores máximos del elemento, los cuales se reportan en el cuadro 27.0.

En primer lugar, se muestran las dimensiones del elemento, al cual se le está ejemplificando el diseño, y sus condiciones de recubrimiento y materiales. Estos datos se reportan en las tablas 28.0 y 29.0.

Para el diseño por flexión, se asume una sección simplemente reforzada para revisar el refuerzo necesario, que soporta las cargas supuestas. En la tabla 30.0, se observa que, a la hora de calcular el refuerzo de acero mediante las ecuaciones de la metodología de diseño LRFD, se obtiene un refuerzo necesario de  $0.71 \text{ cm}^2$ . Sin embargo, cuando se calcula el acero mínimo para el elemento, es mayor al requerido, por lo que se procede a colocar el acero mínimo. En este caso, se tiene que contemplar el acero mínimo; sin embargo, si el acero requerido para soportar las fuerzas de diseño sobrepasaba una cuantía del acero del 0.0025, se debe considerar cambiar la sección a una doblemente reforzada.

En cuanto al diseño por cortante y torsión, mediante una deducción de la fórmula para calcular el acero de refuerzo transversal por cortante, aunada a la fórmula para calcular el acero de refuerzo transversal por torsión, se obtiene una fórmula que permite calcular un área de acero equivalente de refuerzo transversal. Sin embargo, esto solo funciona cuando se deben

considerar los efectos de la torsión en los elementos. En este caso, en la tabla 31.0, se puede observar claramente que la torsión última, que recibe el elemento, es menor que la torsión de umbral. Debido a esto, no se toman en cuenta los efectos de la torsión. En la tabla 32.0, se muestran los resultados del cálculo del aporte del concreto a la resistencia por cortante, y se puede observar que el aporte del concreto es mucho mayor al cortante en sí que recibe la estructura.

Es decir, la viga no requiere refuerzo por cortante ni por torsión. Esto se debe a una sencilla razón, como el fin del diseño es reforzar una estructura de la cual tenemos poca información, que permite realizar deducciones y suposiciones sobre su comportamiento y resistencia, es bastante prudente tener redundancia en los elementos estructurales, con el fin de asegurar que las cargas, que resisten los elementos estructurales existentes, son mucho menores que las que ya han soportado durante años, sin ningún problema. En otras palabras, si la estructura ha estado bien por tanto tiempo, sin ningún fallo ni grieta, a la hora de reducirle la carga ayudándole con otro elemento estructural, es un factor de seguridad extra, que tiene el diseñador con respecto a la seguridad del edificio, y que se ve transmitido a estructuras seguras. Además, el diseño estructural puede haber permitido una viga de menores dimensiones; sin embargo, hay varios factores que pueden ameritar aumentar las secciones transversales de los elementos, como, por ejemplo.

- Dar dimensiones que permitan que el elemento se vea armonioso con el resto de la estructura. En otras palabras, si se tiene una columna de  $25 \times 25$  centímetros, y una viga de 15 cm de ancho, cumple estructuralmente su función. Desde el punto de vista arquitectónico, es mejor diseñarla de dimensiones concordantes con los demás elementos estructurales, o, al menos, que no generen una sensación de inseguridad al cliente.

Dado que no se requiere refuerzo transversal por fórmula, es necesario colocar los refuerzos mínimos, que se muestran en la tabla 33.0. Por último, se debe hacer una revisión de la carga axial, que le llega a la viga, para valorar si es una carga que pueda pandear la viga, o si es, en cierta manera, insignificante para la viga. En la

tabla 34.0, se realiza la comparación de la carga recibida por la viga, versus el valor límite de carga axial que puede soportar un elemento sin pandear. Sin embargo, en este caso, las vigas no reciben carga axial alguna. Esto se debe a que la estructura cuenta con muchos elementos estructurales, que permiten absorber los efectos del cortante en la estructura, y es por eso que las vigas funcionan prácticamente por carga distribuida vertical (flexión). De manera ilustrativa, se muestra la revisión de carga axial máxima permitida por el ACI 318s-14, en la tabla 35.0.

Finalmente, se muestra un resumen del diseño del acero de refuerzo de los tres tipos de vigas, que se tienen en la edificación, en la tabla 36.0, y se muestra el detalle de la sección transversal de la viga VE-01 con el refuerzo diseñado.

Ahora bien, para el diseño de columnas, todas las ecuaciones de resistencia del elemento y cálculo de aceros de refuerzo son análogas a las del diseño de vigas; al fin y al cabo, ambos son concreto reforzado. La diferencia radica en que cumplen funciones distintas en las estructuras. Las vigas funcionan normalmente a flexión y a muy poca o nula carga axial, mientras que las columnas tienen su mayor función soportando cargas axiales grandes y pocas o controladas flexiones. Este punto es de suma importancia, ya que las columnas, al no estar diseñadas principalmente para resistir flexión, cuando reciben una carga que provoque flexión en la columna, va a afectar directamente a la capacidad por compresión de la columna.

Este efecto induce a un momento de segundo orden, que, usualmente, es conocido como el efecto " $P\Delta$ ". Este obliga a realizar análisis más complejos, como un análisis no lineal, para lograr conocer los efectos que pueden ocurrir en las columnas con estas acciones. A manera de simplificar este cálculo, se utiliza una metodología que amplifica los momentos de primer orden, con un factor " $\Delta$ ". En la tabla 37.0, se muestran las consideraciones que se deben suponer con base en la teoría, para realizar el cálculo del factor amplificador de momentos " $\Delta$ ". Es importante mencionar que estos supuestos deben reflejar la realidad en la medida de lo posible, es por esto que se utiliza un factor de esbeltez " $k$ ", y una inercia agrietada, con el fin de considerar las condiciones reales del elemento estructural.

En la tabla 38.0, se observa la revisión que se debe hacer a la carga axial recibida en la

columna. Esta revisión permite conocer si los efectos de la carga axial son considerables en combinación con los efectos de flexión. En caso de que la carga sea mayor al diez por ciento del área transversal por la resistencia a compresión uniaxial, a los 28 días, se deben tomar en cuenta los efectos de carga axial y flexión combinados. En la tabla 39.0, se observan los valores de momento en  $x$  y en  $y$  sin amplificar, y, posteriormente, amplificados con el término " $P\Delta$ ".

Por último, en la tabla 40.0, se muestran los resultados de carga axial y momento flector en ambos sentidos ortogonales, amplificados y en unidades de toneladas y toneladas-metro. Estos pares ordenados son los que se utilizan próximamente en el diagrama de interacción generado a partir de SAP2000, ilustrados en las figuras 18.0 y 19.0, para el sentido ortogonal  $x$  y el sentido ortogonal  $y$ , respectivamente. Este diagrama de interacción se realiza basados en la sección transversal y refuerzo mostrados en la figura 17.0.

Ahora bien, para el diseño por cortante, se muestran las cargas máximas absolutas de la columna, en la tabla 41.0, con los datos de resistencia de materiales mostrados en la tabla 42.0 y las secciones propuestas en la tabla 43.0. En primer lugar, para realizar el diseño por cortante, se debe realizar la revisión del aporte del concreto a la resistencia por cortante y torsión, que, en este caso se muestra en la tabla 44.0. En este caso, se puede observar que el valor de aporte de resistencia del concreto al cortante es mayor al cortante último. Esto quiere decir que, a la hora de calcular el aporte del acero al cortante, va a dar un valor negativo, como se observa en dicha tabla. Este valor no tiene sentido si se presenta en términos negativos, sino que lo que significa es que la sección transversal del concreto puede soportar el cortante recibido sin necesidad de utilizar acero de refuerzo transversal. Sin embargo, para cumplir con los lineamientos del Código Sísmico de Costa Rica 2010 y el ACI 318s-14, se realiza el cálculo del acero mínimo transversal y se coloca al espaciamiento máximo permitido (tabla 45.0).

Los efectos de torsión no siempre se deben tomar en cuenta, ya que no es tan común en elementos de edificios regulares. Debido a esta razón, se hace el cálculo de la torsión de umbral del elemento y se compara contra la torsión última del elemento, con sus debidos factores de reducción de resistencia. En la tabla 46.0, se

muestra este cálculo y la comparación con la torsión última del elemento. Así, se observa que la torsión última del elemento es menor a la de umbral, por lo que los efectos de la torsión no se toman en cuenta.

## Presupuesto global de obra

En la realización de este presupuesto, se toma en cuenta un alcance inicial, que se define en una etapa inicial de anteproyecto a cargo del ingeniero Ronald Chang; el concepto inicial es aprovechar lo máximo posible de la estructura original. Es por esta razón, que los alcances son relativamente básicos, como, por ejemplo, utilizar las mismas distribuciones de aguas pluviales. En la figura 20.0, se observa una parte del presupuesto global; sin embargo, el presupuesto completo se encuentra en la sección de apéndices para ser consultado.

A la hora de realizar el presupuesto, se consideran precios un poco holgados, de manera que permitan cierta flexibilidad en caso de alguna situación especial durante la construcción. Estos costos, aunque estén un poco holgados, no van a tener mayor repercusión en el bolsillo del cliente, ya que el contrato se pacta con un modelo de construcción por administración de obra. Es decir, los honorarios se cobran en función de lo que se incurra en gastos en el proyecto. Además, de esta manera, se tiene un cierto margen de factor de seguridad, tanto para el cliente como para el profesional. Desde el punto de vista del cliente, se asegura tener el dinero necesario para ejecutar la obra planeada, sin el riesgo de que el costo presupuestado sea menor a lo real, siempre y cuando no se varíe el alcance. Por otro lado, desde el punto de vista del profesional responsable, se tiene un margen de dinero que puede ser eventualmente utilizado para cubrir gastos o situaciones inesperadas en el proceso constructivo.

Para la sección de asignación de costos, se toman en cuenta algunos proyectos similares en alcance, para conocer precios reales basados en la experiencia. La sección del presupuesto es una de las más críticas e importantes en casi todas las etapas del proyecto desde el inicio, para definir si el cliente puede asumir la inversión, hasta la constructiva para llevar el control de los gastos incurridos.

Una limitación, que está siempre implícita en la realización de un presupuesto, es la inflación y el cambio constante en los precios de los materiales de la construcción. Es por esto que se deben prever todas estas situaciones, y anticipar todos los factores que puedan afectar los costos de la obra.

## Planificación de la obra

En cuanto a la planificación de la obra, se utiliza el diagrama de Gantt para realizar el acomodo secuencial de las tareas y actividades de la construcción. Esta herramienta tiene muchas maneras de controlar obras, hasta el detalle de manejar los recursos y la mano de obra de cada actividad. Sin embargo, en el día a día en la construcción, en especial, en una obra por administración (como es la que fundamenta este proyecto), es muy complicado asignar números de trabajadores a cada actividad. No es imposible realizarlo, sino más bien es una pérdida de tiempo desde el punto de vista que, si se maneja la obra con subcontratos, cada contratista tiene la libertad de utilizar los recursos y mano de obra que desee, siempre y cuando cumpla con lo que se estipula en el contrato como obra final y plazo.

En este caso, se realiza un primer diagrama de Gantt muy general, con las actividades generales que se observan en la figura 21.0. Este diagrama funciona para darse una idea del tiempo estimado de obra; sin embargo, no es completamente ideal para dar seguimiento al proyecto. En la figura 22.0, se observa otro diagrama de Gantt con cada actividad dividida por tareas. De esta manera, es más fácil llevar el control y el avance de cada tarea, e ir dándose cuenta a tiempo de atrasos menores que se pueden corregir.

## Comparación entre estructura original y la propuesta

Debido a que se trata de una reingeniería, se procede a realizar la comparación de los costos originales versus los que se generan a la hora de tomar en cuenta los refuerzos adicionales incluidos en la propuesta. Es por esto que si observamos la tabla 47.0, no podemos realizar afirmaciones en cuanto a costos entre la estructura

original y la nueva propuesta, ya que en la primera no se tienen previstas vigas de refuerzo adicionales a la estructura, y las columnas de planos eran un poco más robustas de lo necesario.

En términos arquitectónicos, los cambios son mínimos, tal vez lo más significativo es lo que se aclara de los niveles de cielos suspendidos, o temas como acabados de piso cerámico normal a porcelanato de alto tránsito.

En términos estructurales, la propuesta, que se realiza, es más cara, pero con más redundancia en los elementos estructurales. Hay que recordar que se está interviniendo una estructura de la cual no existen planos de dimensiones, ni resistencias de ninguna manera, por lo que darle mayor cantidad de ejes de elementos estructurales, hacen que cada elemento reciba una menor carga de la que ha soportado todos estos años.

## Proceso de construcción de la obra

En primer lugar, cuando este proyecto comienza, se está finalizando la tramitología con la Municipalidad de San José para obtener el permiso de construcción. Como se puede observar en el apéndice N° 1, se realiza un plan de manejo de residuos para el proyecto, que tome en cuenta el acarreo y el botadero de todos los escombros y desechos que se generen en la construcción. Una vez finalizada esta etapa, y que se ha obtenido el permiso de construcción, se empieza con los trabajos de demolición más pesados en la estructura.

Anteriormente, se llevan a cabo ciertos contratos de demolición de paredes internas (figuras 23.0 y 24.0). Además, los trabajos de demolición funcionan como una constante exploración de los elementos estructurales por conservar. Para la etapa de demolición, se manejan cuatro etapas. Las primeras tres consisten en demoliciones de muros internos, marcos de madera, cielorrasos, pisos de madera, vidrios y ventanales, rejas, portones, en fin, todos los elementos no estructurales. Posteriormente, se procede a realizar la demolición de los elementos estructurales en donde se va a demoler la estructura, para albergar los nuevos parqueos. En las figuras 25.0 y 26.0, se puede observar parte del proceso de demolición de los elementos

estructurales. Para los elementos del segundo piso, se utiliza un rompedor con compresor de aire, y varios manuales. Para el primer piso, se utiliza un bobcat con rompedor hidráulico para la demolición de muros, columnas, vigas y secciones de contrapiso.

En relación con los costos de la etapa de demolición, en la tabla 48.0, se detallan cuatro cotizaciones realizadas para la última etapa de la demolición. En este caso, los montos y la diferencia porcentual de precio entre ellas. Se puede observar que la cotización más barata es la del señor Cristian Arrieta; sin embargo, es un contratista desconocido y sin otro trabajo para conocerlo. Es importante tomar en cuenta que se debe tener cierta gama de gente, y conocer personas que puedan servir en los distintos trabajos, pero también no se debe dejar de lado la calidad. En este caso, el proyecto es muy crítico para arriesgarse, por lo que se realiza la contratación del señor Jimmy Vargas.

En la tabla 50.0, se observa el monto presupuestado para la sección de demoliciones, y que queda un balance positivo de 267.860 colones. Esto quiere decir que se logra acertar con gran exactitud los montos que se iban a gastar durante la etapa de demolición.

Una vez finalizados los trabajos de demolición, se tiene la estructura con apuntalamientos temporales, por lo que la prioridad en esa etapa del proyecto es ejecutar los contratos de refuerzos de obra gris (columnas, vigas y placas de cimentación). En esta etapa, se logran recibir dos cotizaciones que se muestran en la tabla 51.0, en donde se observa que la cotización más barata es la del señor Bismark Reyes. Se acepta esta cotización y se sigue con las primeras etapas de refuerzos de obra gris.

Si bien es cierto que se tiene un avance en los refuerzos de obra gris para obtener resultados favorables con los tiempos, que se toman en cuenta en la programación del proyecto, hay que ir cerrando contratos y definiendo alcances para avanzar paralelamente con la obra. Las columnas del segundo piso mantuvieron su diseño original de columnas de acero (ver detalle en Anexo N°2), por lo que se prepara un contrato de construcción de elementos de refuerzo en acero, que contuviera la fabricación de dichas columnas, y la de un sistema de cerchas en acero que reemplaza las cerchas de madera del segundo piso. En las figuras 27.0, 28.0 y 29.0, se observan algunos procesos constructivos de demolición y colocación

de acero de refuerzo nuevo y existente, de manera que ambos aceros logren unirse en un mismo núcleo, y que todos los elementos juntos vuelvan a formar un sistema monolítico.

Por otro lado, se debe manejar la construcción de la obra electromecánica paralelamente, por lo que se cotizan los trabajos con tres empresas electromecánicas (tabla 52.0), y se adjudica el proyecto a la empresa conocida como Ingeniería y Ambiente S.A.

Ahora bien, viendo la construcción desde esta perspectiva, el trabajo suena muy fácil si solo se delega. El detalle está en desarrollar ciertas capacidades, que se requieren como ingeniero y no necesariamente se obtienen con los estudios. No se puede olvidar que la construcción es un ámbito de trabajo, en donde hay mucha gente involucrada, y, a la hora de unirla en un mismo lugar, se puede incurrir en problemas. Durante la etapa que se ha logrado ejecutar en la construcción, ha habido algunas situaciones que definitivamente requieren de un aspecto humano para manejar a la gente, que se debe desarrollar con la práctica. Sin embargo, lo importante es recordar que la mejor manera de que salgan bien las cosas, en un proyecto de construcción, es manteniendo relaciones de respeto y entendimiento entre los involucrados.

# Conclusiones

Se logra determinar y verificar el estado de la estructura original, tanto en secciones transversales como resistencia y capacidad soportante de los elementos, dando resistencias en el concreto desde los 176 kg/cm<sup>2</sup> hasta los 267 kg/cm<sup>2</sup>.

Se recrea un modelo sísmico tridimensional que permita realizar análisis estático y modal-espectral con el fin de comparar dichos métodos, y analizar sus pros y contras.

El análisis modal-espectral permite abaratar los costos en el diseño de los elementos estructurales, ya que, al tomar en cuenta el 90% de participación de la masa modal, logra calcular con más exactitud el corte basal y las fuerzas internas de la estructura, siendo el corte basal calculado mediante este método un 38% menor al corte basal calculado mediante el método estático.

El diseño estructural de los elementos de refuerzo necesarios para asegurar una estructura segura y sismorresistente, se culmina permitiendo disminuir los costos del acero de refuerzo y las dimensiones de la columna, mediante el análisis profundo del comportamiento sísmico de la estructura.

Se generan los diagramas de interacción de las columnas sometidas a los efectos de flexocompresión, mediante el software SAP2000, de manera que se asegura un nivel mayor de exactitud en el cálculo de los puntos del mismo.

El diseño estructural de los elementos principales de refuerzo, como lo son las columnas, se piensa para cumplir funciones más allá de lo estructural, mediante una dimensión pensada para dar un aspecto arquitectónico armonioso con la fachada principal, dando una fachada agradable en seguimiento a los deseos del cliente.

El proceso de demolición se logra concluir de manera satisfactoria dentro de los rangos de costos y tiempos estimados al inicio de la obra.

El proceso de construcción de obra gris y obra de refuerzos en acero estructural, se dio mediante subcontratistas que se hicieron cargo de los materiales y mano de obra, siempre bajo supervisión de los ingenieros involucrados en la dirección técnica del proyecto.

Durante el proceso de demolición y construcción de la estructura, se identifica que, en una estructura con tanta antigüedad, no es sencillo realizar modificaciones cuando estas superan un 50% del estado original de la misma. En este caso, a pesar de querer salvar la mayor cantidad de elementos de la estructura anterior, se encontraron muchos desperfectos y sorpresas (malas prácticas de construcción) que terminaron generando trabajo extra no contemplado.

Mediante la programación detallada de los procesos constructivos, y haciendo uso de la herramienta del Diagrama de Gantt, fue posible controlar los tiempos de los procesos constructivos, y más importante aún, se logra conocer el estado real de la construcción. Es decir, se pueden detectar posibles atrasos en la obra a tiempo, permitiendo acciones correctivas previas a atrasos imposibles de recuperar.

El presupuesto global de la obra basado en la experiencia de la empresa Hermanos CDH Ingeniería, permitieron llevar a cabo todos los procesos vistos hasta la fecha de conclusión de este informe dentro de los gastos presupuestados. Gracias a la realización de un presupuesto bien calculado, se logra ejecutar dicho proyecto dentro de los alcances, y en muchas veces con un costo menor al esperado, transmitiendo un ahorro en los costos fijos y honorarios del profesional hacia el cliente.

Los procesos de remodelación a estructuras existentes, traen consigo una cantidad mucho mayor de trabajo para el profesional, en comparación con una construcción que se realiza desde cero. Esto porque se debe de acoplar constantemente a lo que se pueda presentar con la obra, desde problemas estructurales hasta peticiones cambiantes del cliente, conforme la obra va tomando la forma que en algún momento fue un anteproyecto.

Se generan láminas pensadas como modificaciones estructurales a partir de los planos hechos por el dibujante, que permiten observar los cambios necesarios para abaratar costos de construcción, y en cumplimiento a la normativa vigente de Costa Rica. Estos planos se generan a partir de los planos tasados en el Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, que se adjuntan como anexo a los planos originales.

Este trabajo de remodelación se realizó con la idea de mantener la mayor parte de elementos antiguos, sin embargo, por las circunstancias que se fueron presentando durante el proceso constructivo esto puede que haya sido un arma de doble filo. Esto desde el punto de vista económico y de ejecución del proyecto, ya que el proceso de demolición debió ser bastante detallado, y prácticamente durante todo el proceso constructivo. Es bastante probable que en este caso hubiera sido más económico y más rápido demoler la estructura completa, y comenzar una nueva estructura desde cero.

# Recomendaciones

La culminación de este proyecto deja un gran aprendizaje a través de hechos observados durante los procesos principalmente de ejecución de la obra. Esto debido a que, en las etapas de reingeniería, en este caso, se abordaron las soluciones planteadas desde el punto de vista estructural y funcional del edificio. Sin embargo, muchas veces este no es el único fin por el cual se realiza un diseño de un edificio. A continuación, algunas de las recomendaciones que surgieron de este proyecto de graduación:

- A pesar de que el análisis modal espectral es mucho más laborioso que un análisis estático, es recomendable siempre acudir a esta herramienta de la ingeniería. Esto debido a que, realizando la comparación entre los resultados del análisis estático y el análisis modal espectral, se logra identificar que, mediante el análisis de mayores modos de vibración, se logra depurar los resultados hasta obtener prácticamente los resultados “reales”. Estos resultados reales tienen la tendencia a ser valores menores que los que da el análisis estático, y por ende se transfiere en estructuras más conocidas y más económicas de construir.
- A la hora de realizar un diseño estructural, se recomienda acudir a códigos internacionales de más renombre. Esto para asegurarse que se están tomando en cuenta ecuaciones y parámetros de diseño suficientemente estudiados e investigados, además de que son las tendencias más nuevas a nivel internacional. El Código Sísmico de Costa Rica cuenta con bases muy sencillas para los diseños estructurales, y depende de la estructura que se esté diseñando no debería ser la única herramienta que se utilice.
- 
- Cuando se realicen planos básicos para agilizar temas de tramitología, se recomienda que una vez tramitados los permisos y tasaciones correspondientes, se definan los alcances reales de la obra desde antes de iniciar la misma. Esto con el fin de evitar inconvenientes que puedan surgir a través del proceso constructivo, que eventualmente podrían verse reflejados como atrasos en la obra, o incluso cambios en el presupuesto de la obra.
- Se recomienda fuertemente manejar todos los proyectos de construcción con una planificación bien definida, y darle seguimiento al cronograma para conocer a tiempo si hay atrasos o inconvenientes en la ruta crítica del proyecto. De esta manera, se logra detectar el inconveniente a tiempo, y se pueden tomar acciones preventivas o correctivas.
- En procesos de remodelación a edificios antiguos, que involucren intervención estructural, se recomienda realizar un análisis a la estructura, previo a tomar la decisión de afectar parcialmente a la estructura. Esto con el fin de valorar si es la mejor opción el hecho de intervenir la estructura, o si es mejor demoler por completo y hacer una estructura nueva.
- Cuando se deba realizar una intervención mayor al 50% de la estructura, se recomienda inclinarse por la opción de demoler la estructura por completo, y diseñar una nueva estructura con todos los cambios que se deseaban, y teniendo la total seguridad de la calidad de los elementos estructurales, viéndolo desde el punto de vista técnico.



# Apéndices

En este capítulo, se incluyen los materiales necesarios para la realización de este proyecto.

- 1) Apéndice N°1. Plan de manejo de residuos.
- 2) Apéndice N°2. Planos de modificaciones estructurales por realizar en la estructura.
- 3) Apéndice N°3. Presupuesto global de obra.
- 4) Apéndice N°4. Diagrama de Gantt, primera versión.
- 5) Apéndice N°5. Diagrama de Gantt para control de obra.
- 6) Apéndice N°6. Diagrama de Gantt 25-09-2017
- 7) Apéndice N°7. Diagrama de Gantt 26-10-2017



---

# PLAN DE MANEJO DE DESECHOS

---

EMPRESA LAS MAGNOLIAS DEL SUR S.A.



7 DE JULIO DE 2017  
CDH INGENIERÍA S.R.L.

**CDH** *Ingeniería* SRL

PLAN DE MANEJO DE DESECHOS  
PROYECTO EMPRESA LAS MAGNOLIAS DEL SUR S.A.

INFORMACIÓN PRELIMINAR

El proyecto consiste en realizar la remodelación y transformación de una antigua vivienda en locales comerciales. Esta labor se pretende realizar de manera que se logren utilizar algunos elementos estructurales existentes, y a la vez sustituyendo los elementos que así lo requieran. Es por esto que se genera la necesidad de realizar una demolición parcial en el primer y segundo piso de la estructura.

Es importante recalcar que, como aspecto primordial, será imprescindible contar con los equipos básicos de seguridad laboral y ocupacional, siendo estos al menos, casco de seguridad, lentes de seguridad, chaleco reflectivo, guantes de protección y zapatos punta de acero. Además, durante las etapas de demolición, en caso de generar finos, se requerirá el uso de mascarilla.

Entre los posibles residuos que se generen se encontrarán materiales como escombros y madera. Estos materiales no representan un riesgo químico ni contienen partículas peligrosas para la salud. Además, por la naturaleza de la demolición, serán residuos de tamaño pequeño, llegando a un máximo de 60 m<sup>3</sup>.

En cuanto al acarreo de los materiales de desecho, se realizará en camiones de carga medianos, donde serán cargados por el personal capacitado de la construcción, cumpliendo con todas las normas de seguridad ocupacional. El camión será cubierto por con una lona de protección, con el fin de contener el polvo que se pueda generar durante el transporte. Posteriormente, la ruta sería hacia el Parque de Tecnología Ambiental Uruca, ubicado en La Uruca.

## PLAN DE MANEJO DE DESECHOS PROYECTO EMPRESA LAS MAGNOLIAS DEL SUR S.A.

A continuación, se detalla los pasos a seguir con el manejo de los desechos generados tanto durante la etapa de demolición, como durante la etapa de construcción.

### 1. Clasificación de los residuos generados en la obra:

En primer lugar, todo desecho que se genere durante las etapas constructivas se clasificarán de acuerdo a su procedencia. Esto se realizará a nivel interno, en un espacio destinado a centro de acopio. De esta manera es más fácil disponer de cada tipo de material de la manera más correcta.

### 2. Análisis de posibilidad de reutilización de los residuos:

Posterior a la clasificación de los residuos, se realizará una evaluación en sitio para conocer la posibilidad y la factibilidad de utilizar dichos materiales de residuo en alguna etapa de la obra constructiva. Esto con el fin de generar la menor cantidad de desechos y dar un uso adecuado a dichos residuos.

### 3. Disposición final de los desechos:

Una vez finalizada la clasificación y disposición de los materiales que se puedan reutilizar, se transportarán los desechos sobrantes en un camión mediano tipo Isuzu NPR o similar. Estos desechos se dispondrán finalmente en el parque de Tecnología Ambiental EBI, ubicado en la Uruca. La ruta esperada desde el sitio de la obra hasta el parque de Tecnología Ambiental, es de 8.9 km aproximadamente, para un tiempo estimado de 22 minutos. A continuación, se presenta la ruta propuesta de transporte de los desechos:



PLAN DE MANEJO DE DESECHOS  
PROYECTO EMPRESA LAS MAGNOLIAS DEL SUR S.A.

# ANEXOS

PLAN DE MANEJO DE DESECHOS  
PROYECTO EMPRESA LAS MAGNOLIAS DEL SUR S.A.

MEMORIA DE CÁLCULO VOLÚMENES DE DESECHOS

MEMORIA DE CÁLCULO VOLÚMENES DE DESECHOS CAUSADOS POR DEMOLICIÓN

DEMOLICIÓN

Nivel	Elemento	Ancho (m)	Alto (m)	Espesor (m)	Volúmen (m <sup>3</sup> )
1	Paredes	54.53	2.00	0.15	16.36
	Pilas	1.50	0.30	0.30	0.14
	Ducto de Escaleras	18.00	4.00	0.20	14.40
	Losa de Entrepiso	14.28	5.35	0.20	15.28
2	Paredes	37.16	2.00	0.15	11.15
$\Sigma =$					57.19

Material de Escombros = 57.19 m<sup>3</sup>

Desechos = 0.14 m<sup>3</sup>

VOLÚMEN DE RELLENO DE CONTRAPISOS

Nivel	Elemento	Ancho (m)	Largo (m)	Altura (m)	Volúmen (m <sup>3</sup> )
1	Cuarto Principal	7.00	4.00	0.50	14.00
	Cuarto secundario	3.05	2.84	0.50	4.83
	Cuarto de atrás	3.10	2.83	0.50	4.39
$\Sigma =$					23.22

MATERIAL DE ESCOMBRO QUE SE PUEDE REUTILIZAR PARA RELLENO

Material de Escombros = 57.19 m<sup>3</sup>

Material de Relleno = 23.22 m<sup>3</sup>

MATERIAL QUE SE ENVÍA AL PARQUE EBI

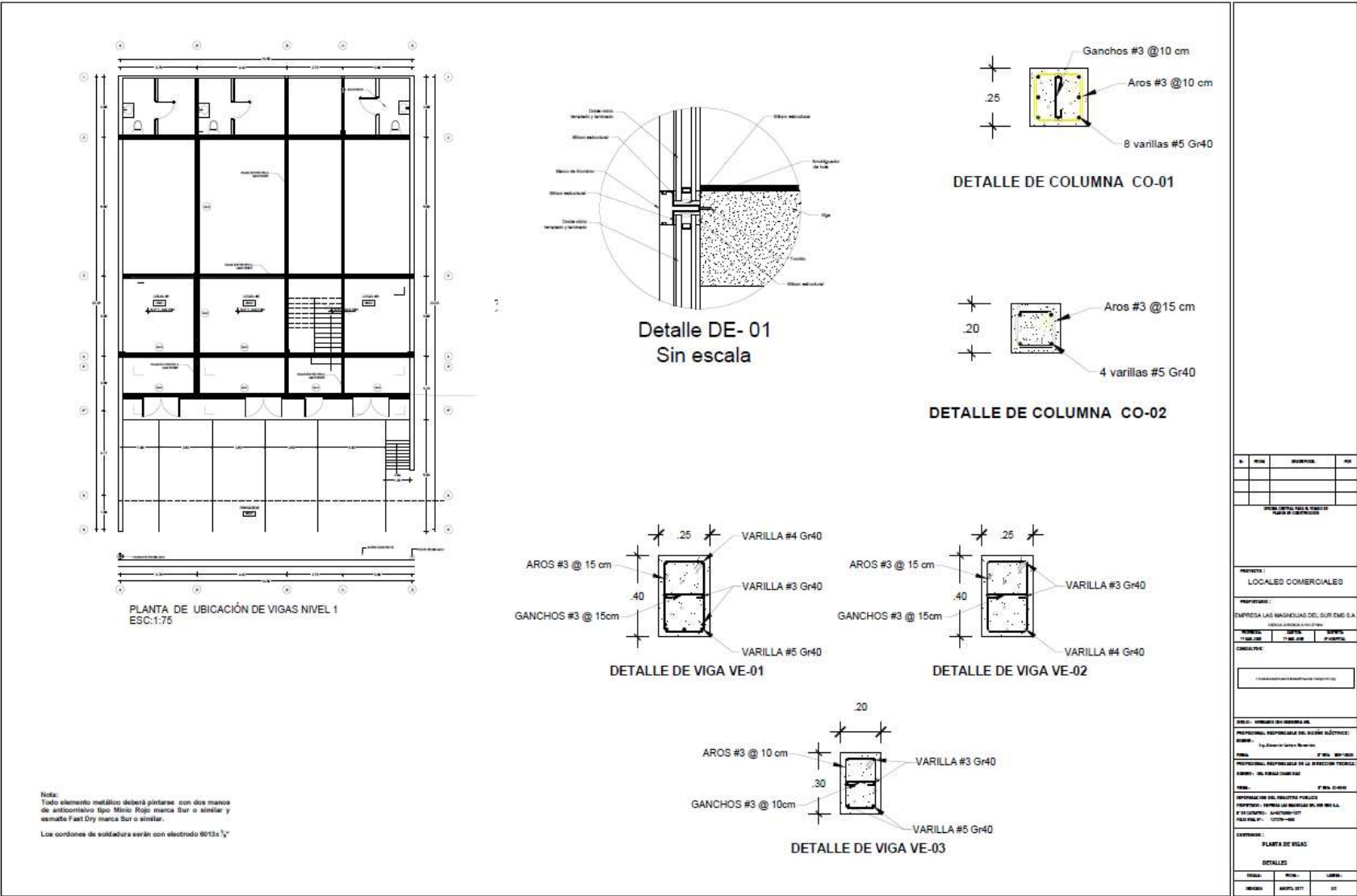
TOTAL = 34.10 m<sup>3</sup>

CDH Ingeniería SAS

Director Técnico: Ing. Ronald Chang Díaz.



Apéndice N°2. Planos de modificaciones estructurales por realizar en la estructura.



PLANTA DE UBICACIÓN DE COLUMNAS Y PLACAS NIVEL 1  
ESC:1:75

PLANTA DE COLUMNAS NIVEL 2  
ESC:1:75

DETALLE  
ESC:1:15

DETALLE  
ESC:1:15

DETALLE DE COLUMNA DE-02  
ESC:1:10

DETALLE UNIÓN DE VIGA DE ENTREPISO EXISTENTE  
CON COLUMNA A CONSTRUIR CO-01  
ESC:1:15

**Nota:**  
Todo elemento metálico deberá pintarse con dos manos de anticorrosivo tipo Minio Rojo marca Sur o similar y esmalte Fast Dry marca Sur o similar.

Los cordones de soldadura serán con electrodo 6013x  $\frac{1}{8}$ "

№	Код	Наименование	Единица измерения

SPECIAL CONTRACT NO. 11, 1980  
CLARK COUNTY, NEVADA

PROYECTO :  
LOCALES COMERCIALES

EMPRESA LAS MAGNOLIAS DEL SUR S. DE RL

CELESTIA ARIOLA S. DE C.V.

PERSONNEL	DATE	
11 MAR 2008	11 MAR 2008	

CONSUMPTION:	
--------------	--

PROFESIONAL RESPONSABLE DEL DISEÑO GRÁFICO:

Fig. 1. Example Letters Number

PROCESO DE SELECCIÓN DE LA DIRECCIÓN TÉCNICA

© 2000 by The McGraw-Hill Companies

FORM 990 (2014)

INFORMACION DEL REGISTRO PUBLICO

[illegible]

FILE NO. 100-444

CONTINUED:

Y OCUMINAS

### DETAILS

ITEM NO.	DESCRIPTION	QUANTITY	UNIT	PRICE	TOTAL
1	...	...	...	...	...
2	...	...	...	...	...
3	...	...	...	...	...
4	...	...	...	...	...
5	...	...	...	...	...
6	...	...	...	...	...
7	...	...	...	...	...
8	...	...	...	...	...
9	...	...	...	...	...
10	...	...	...	...	...
11	...	...	...	...	...
12	...	...	...	...	...
13	...	...	...	...	...
14	...	...	...	...	...
15	...	...	...	...	...
16	...	...	...	...	...
17	...	...	...	...	...
18	...	...	...	...	...
19	...	...	...	...	...
20	...	...	...	...	...
21	...	...	...	...	...
22	...	...	...	...	...
23	...	...	...	...	...
24	...	...	...	...	...
25	...	...	...	...	...
26	...	...	...	...	...
27	...	...	...	...	...
28	...	...	...	...	...
29	...	...	...	...	...
30	...	...	...	...	...
31	...	...	...	...	...
32	...	...	...	...	...
33	...	...	...	...	...
34	...	...	...	...	...
35	...	...	...	...	...
36	...	...	...	...	...
37	...	...	...	...	...
38	...	...	...	...	...
39	...	...	...	...	...
40	...	...	...	...	...
41	...	...	...	...	...
42	...	...	...	...	...
43	...	...	...	...	...
44	...	...	...	...	...
45	...	...	...	...	...
46	...	...	...	...	...
47	...	...	...	...	...
48	...	...	...	...	...
49	...	...	...	...	...
50	...	...	...	...	...
51	...	...	...	...	...
52	...	...	...	...	...
53	...	...	...	...	...
54	...	...	...	...	...
55	...	...	...	...	...
56	...	...	...	...	...
57	...	...	...	...	...
58	...	...	...	...	...
59	...	...	...	...	...
60	...	...	...	...	...
61	...	...	...	...	...
62	...	...	...	...	...
63	...	...	...	...	...
64	...	...	...	...	...
65	...	...	...	...	...
66	...	...	...	...	...
67	...	...	...	...	...
68	...	...	...	...	...
69	...	...	...	...	...
70	...	...	...	...	...
71	...	...	...	...	...
72	...	...	...	...	...
73	...	...	...	...	...
74	...	...	...	...	...
75	...	...	...	...	...
76	...	...	...	...	...
77	...	...	...	...	...
78	...	...	...	...	...
79	...	...	...	...	...
80	...	...	...	...	...
81	...	...	...	...	...
82	...	...	...	...	...
83	...	...	...	...	...
84	...	...	...	...	...
85	...	...	...	...	...
86	...	...	...	...	...
87	...	...	...	...	...
88	...	...	...	...	...
89	...	...	...	...	...
90	...	...	...	...	



# Apéndice N°3. Presupuesto global de obra.

## ESTIMACIÓN DE COSTOS

PROYECTO:  
Remodelación de Locales Comerciales - Ave 2 (Cost N Parque María Auxiliadora)  
Cliente: EMPRESA LAS MAGNOLIAS DEL SUR E.M.S S.A (Isabel Saavedra)

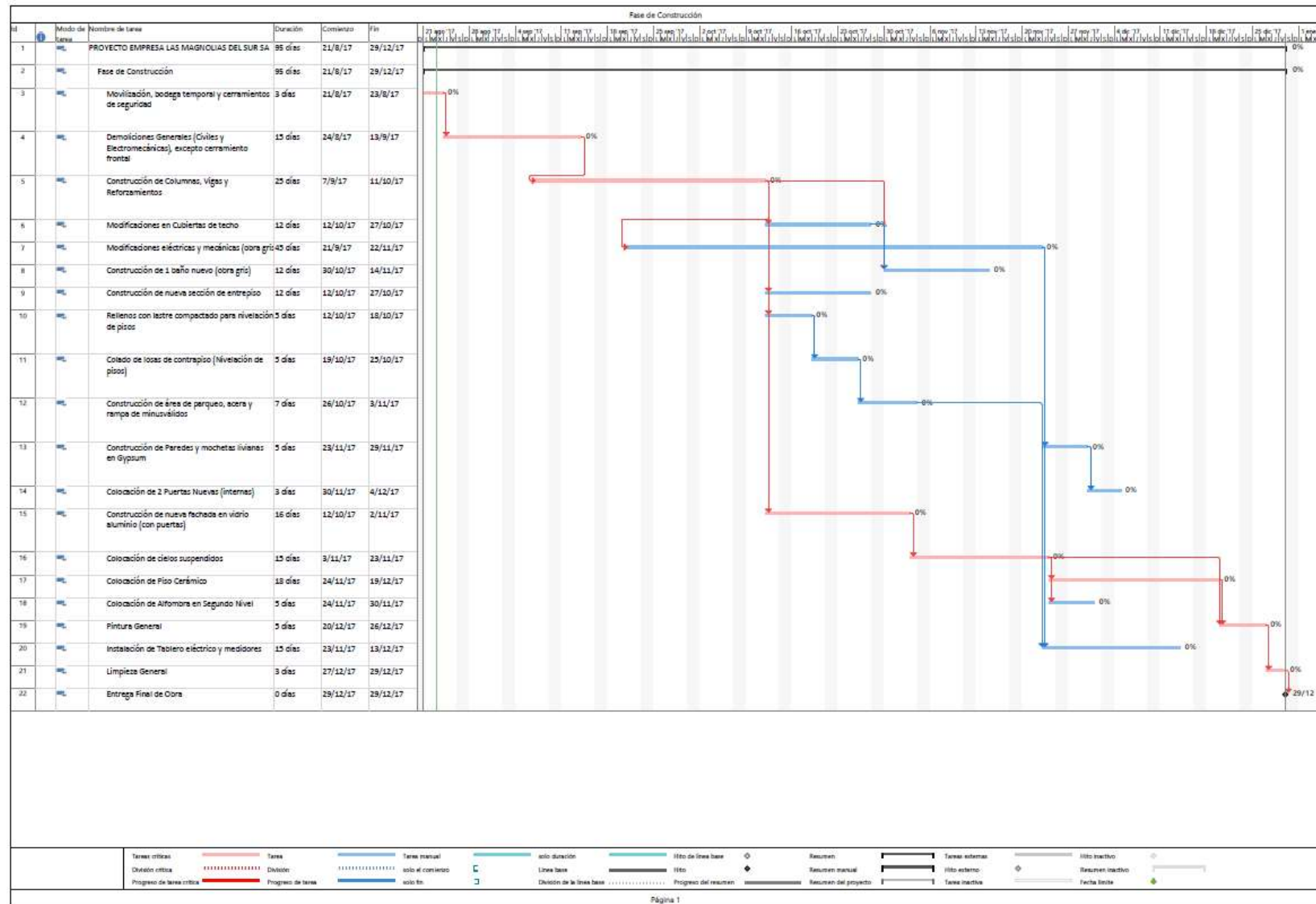
rev al: 27-sep-17

DESCRIPCIÓN:	Cant.	Unidad	Precio Unit MAT	Precio Unit M.O.	Precio Unit SUB	Subtotal MATERIALES	Subtotal Mano de Obra	Subtotal Subcontratos	1.70140 TOTAL	REAL	DIFERENCIA
Re-ubicación de poste de servicios de comunicación	1.00	glo			\$ 1.900.000.00	\$ -	\$ -	\$ 1.900.000.00	\$ 1.900.000.00		\$ 1.900.000.00
Re-ubicación de hidrante	1.00	glo			\$ 1.200.000.00	\$ -	\$ -	\$ 1.200.000.00	\$ 1.200.000.00		\$ 1.200.000.00
Obras Preliminares, cerramientos y bodega temporal	50.00	m2	\$ 33.300.00	\$ 23.310.00		\$ 1.665.000.00	\$ 1.165.500.00	\$ -	\$ 2.830.500.00		\$ 2.830.500.00
OBRAS GRUAS											
DEMOLICIONES											
Remoción de portones y rejas metálicas	154.90	m2		\$ 8.000.00		\$ -	\$ 1.239.200.00	\$ -	\$ 1.239.200.00		\$ 1.239.200.00
Demolición de murete frontal	8.00	m2		\$ 9.500.00		\$ -	\$ 76.000.00	\$ -	\$ 76.000.00		\$ 76.000.00
Demolición de mampara y baranda	16.77	m2		\$ 12.000.00		\$ -	\$ 201.240.00	\$ -	\$ 201.240.00		\$ 201.240.00
Remoción de pisos MADERA existentes (solo 1er piso y closet del 2do piso)	67.86	m2		\$ 8.500.00		\$ -	\$ 576.810.00	\$ -	\$ 576.810.00		\$ 576.810.00
Demolición de paredes de vidrio con puertas y rejas	51.87	m2		\$ 6.500.00		\$ -	\$ 337.155.00	\$ -	\$ 337.155.00		\$ 337.155.00
Demolición de Escalera principal	11.20	m2		\$ 43.500.00		\$ -	\$ 487.200.00	\$ -	\$ 487.200.00		\$ 487.200.00
Demolición de losas de concreto en cielo y entrepiso	94.25	m2		\$ 11.500.00		\$ -	\$ 1.083.875.00	\$ -	\$ 1.083.875.00		\$ 1.083.875.00
Demolición de paredes varias - PRIMER NIVEL	210.54	m2		\$ 9.500.00		\$ -	\$ 2.000.130.00	\$ -	\$ 2.000.130.00		\$ 2.000.130.00
Demolición de paredes varias - SEGUNDO NIVEL	221.10	m2		\$ 9.500.00		\$ -	\$ 2.100.450.00	\$ -	\$ 2.100.450.00		\$ 2.100.450.00
Demolición de plafones existentes	404.05	m2		\$ 5.000.00		\$ -	\$ 2.020.250.00	\$ -	\$ 2.020.250.00		\$ 2.020.250.00
Demolición de cubierta y cerchas - SEGUNDO NIVEL	66.70	m2		\$ 6.500.00		\$ -	\$ 433.550.00	\$ -	\$ 433.550.00		\$ 433.550.00
Construcción de 1 Escalera (tipo caracol) independiente para el local	1.00	glo	\$ 1.620.000.00	\$ 756.000.00		\$ 1.620.000.00	\$ 756.000.00	\$ -	\$ 2.376.000.00		\$ 2.376.000.00
Construcción de Estructura y Cubierta de techo para Escalera	5.00	m2	\$ 84.000.00	\$ 75.600.00		\$ 420.000.00	\$ 378.000.00	\$ -	\$ 798.000.00		\$ 798.000.00
Construcción de elementos estructurales de refuerzo (vigas), 1er Nivel	9.41	m3	\$ 333.000.00	\$ 166.500.00		\$ 3.134.196.00	\$ 1.567.098.00	\$ -	\$ 4.701.294.00		\$ 4.701.294.00
Construcción de elementos estructurales de refuerzo (columnas), 1er Nivel	7.48	m3	\$ 333.000.00	\$ 166.500.00		\$ 2.489.175.00	\$ 1.244.587.50	\$ -	\$ 3.733.762.50		\$ 3.733.762.50
Construcción de elementos estructurales de refuerzo (vigas), 2do Nivel	7.04	m3	\$ 333.000.00	\$ 166.500.00		\$ 2.344.320.00	\$ 1.172.160.00	\$ -	\$ 3.516.480.00		\$ 3.516.480.00
Construcción de elementos estructurales de refuerzo (columnas), 2do Nivel	4.55	m3	\$ 333.000.00	\$ 166.500.00		\$ 1.515.150.00	\$ 757.575.00	\$ -	\$ 2.272.725.00		\$ 2.272.725.00
Construcción de nueva área de entrepiso (con viguetas tipo Escotex) y losa 70 mm	14.85	m2	\$ 60.400.00	\$ 35.280.00		\$ 748.440.00	\$ 523.908.00	\$ -	\$ 1.272.348.00		\$ 1.272.348.00
Construcción de paredes estructurales nuevas (en block de 15 cm)	24.50	m2	\$ 38.000.00	\$ 20.000.00		\$ 931.000.00	\$ 490.500.00	\$ -	\$ 1.421.000.00		\$ 1.421.000.00
Relevo con lastre para llevar a nivel áreas de cochera, patio tendido y terraza posterior, max: 10 cm esp	8.91	m3	\$ 18.000.00	\$ 11.700.00		\$ 160.407.00	\$ 104.264.55	\$ -	\$ 264.671.55		\$ 264.671.55
Relevo con lastre bajo piso de madera a remover, solo 1er Piso (para nivelar hasta NPT), max: 30 cm esp	24.06	m3	\$ 18.000.00	\$ 11.700.00		\$ 433.134.00	\$ 281.537.10	\$ -	\$ 714.671.10		\$ 714.671.10
Construcción de losa de contrapiso en áreas de cochera, patio tendido y terraza posterior (esp max 10 cm)	68.55	m2	\$ 29.970.00	\$ 10.489.50		\$ 2.054.443.50	\$ 719.055.23	\$ -	\$ 2.773.498.73		\$ 2.773.498.73
Construcción de losa de contrapiso en área de pisos de madera removidos, solo 1er Piso (esp max 10 cm)	32.00	m2	\$ 29.970.00	\$ 10.489.50		\$ 959.040.00	\$ 335.664.00	\$ -	\$ 1.294.704.00		\$ 1.294.704.00
Nivelaciones generales de piso (solo en 1er nivel)	237.80	m2	\$ 4.500.00	\$ 2.500.00		\$ 1.070.100.00	\$ 594.500.00	\$ -	\$ 1.664.600.00		\$ 1.664.600.00
ACABADOS											
Construcción de paredes livianas en gypsum (divisorias), 1er Nivel	35.00	m2			\$ 22.500.00	\$ -	\$ -	\$ 787.500.00	\$ 787.500.00		\$ 787.500.00
Construcción de paredes livianas en gypsum (divisorias), 2do Nivel	35.00	m2			\$ 22.500.00	\$ -	\$ -	\$ 787.500.00	\$ 787.500.00		\$ 787.500.00
Suministro y colocación de Puertas nuevas (tipo madera - económica)	2.00	un			\$ 138.750.00	\$ -	\$ -	\$ 277.500.00	\$ 277.500.00		\$ 277.500.00
Colocación de piso cerámico normal	249.59	m2	\$ 12.000.00	\$ 4.500.00		\$ 2.996.280.00	\$ 1.123.605.00	\$ -	\$ 4.119.885.00		\$ 4.119.885.00
Colocación de cielo suspendido	357.00	m2			\$ 14.000.00	\$ -	\$ -	\$ 4.998.000.00	\$ 4.998.000.00		\$ 4.998.000.00
Construcción de 1 baño (medio baño)	1.00	glo			\$ 1.498.500.00	\$ -	\$ -	\$ 1.498.500.00	\$ 1.498.500.00		\$ 1.498.500.00
Construcción de área de parqueo al frente	67.00	m2	\$ 36.400.00	\$ 20.000.00		\$ 3.166.800.00	\$ 1.740.000.00	\$ -	\$ 4.906.800.00		\$ 4.906.800.00
Construcción de acera frontal y rampa Ley 7600	19.50	m2	\$ 45.787.50	\$ 23.761.88		\$ 892.856.25	\$ 580.356.56	\$ -	\$ 1.473.212.81		\$ 1.473.212.81
Construcción de mampara	3.00	m2	\$ 63.500.00	\$ 41.275.00		\$ 190.500.00	\$ 123.825.00	\$ -	\$ 314.325.00		\$ 314.325.00
Construcción de nueva fachada en vidrio y aluminio	108.75	m2			\$ 85.000.00	\$ -	\$ -	\$ 9.243.750.00	\$ 9.243.750.00		\$ 9.243.750.00
Construcción de precinta en Demiglass (pintada)	28.50	m2			\$ 25.500.00	\$ -	\$ -	\$ 726.750.00	\$ 726.750.00		\$ 726.750.00
Repapariones de Botaguas Generales y cuballito en precinta	75.50	m2	\$ 5.500.00	\$ 4.675.00		\$ 415.800.00	\$ 353.430.00	\$ -	\$ 769.230.00		\$ 769.230.00
Repapariones de Techos (pintados y generos) 25% del área	71.34	m2	\$ 6.950.00	\$ 4.543.50		\$ 498.666.60	\$ 324.133.25	\$ -	\$ 822.799.85		\$ 822.799.85
Restauración / mejora de pisos de madera existentes	80.05	m2	\$ 2.500.00	\$ 1.200.00		\$ 200.125.00	\$ 96.060.00	\$ -	\$ 296.185.00		\$ 296.185.00
Colocación de piso de ALFOMBRA en 2do nivel	63.00	m2			\$ 38.850.00	\$ -	\$ -	\$ 2.447.550.00	\$ 2.447.550.00		\$ 2.447.550.00
Obras electromecánicas	373.23	m2			\$ 84.000.00	\$ -	\$ -	\$ 31.351.320.00	\$ 31.351.320.00		\$ 31.351.320.00
Pintura General (1 mano sellador, 2 manos de acabado Sur Latex Mate)	559.40	m2	\$ 1.250.00	\$ 1.000.00		\$ 699.250.00	\$ 559.400.00	\$ -	\$ 1.258.650.00		\$ 1.258.650.00
Pintura y Demarcación de Parquesos (5 espacios + 1 pictograma Discapacitados)	1.00	glo			\$ 101.500.00	\$ -	\$ -	\$ 101.500.00	\$ 101.500.00		\$ 101.500.00
Pintura General de Cubierta Existente	261.00	m2	\$ 1.650.00	\$ 1.000.00		\$ 430.650.00	\$ 261.000.00	\$ -	\$ 691.650.00		\$ 691.650.00
GRAN TOTAL DE OBRA:						\$ 29.035.333.35	\$ 25.807.519.23	\$ 55.319.870.00			
						\$ 47.55%	\$ 12.271.475.35				

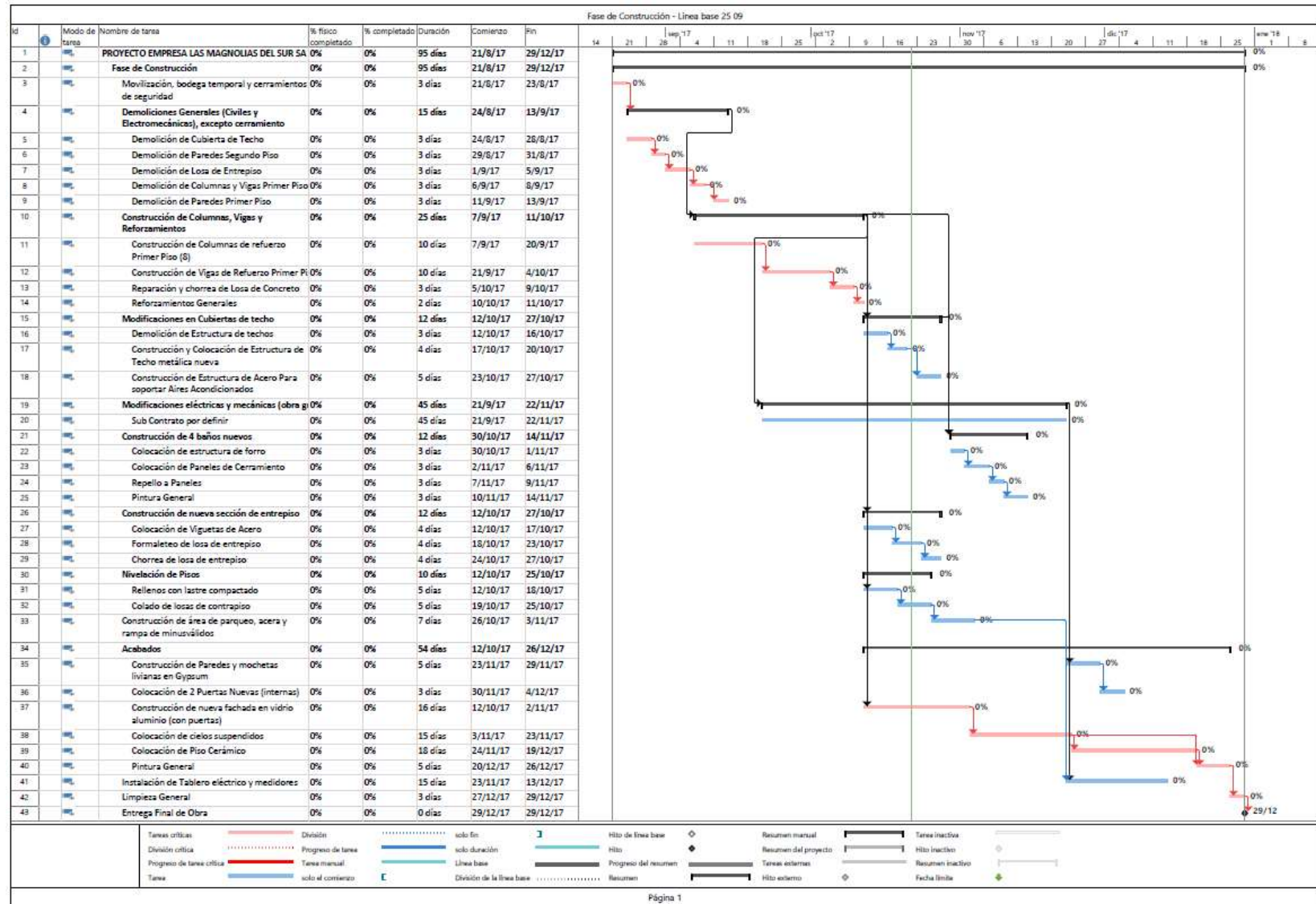
Tipo de cambio del dolar: \$ 555.00

Subtotal Costos Fijos:	\$ 122.434.197.97
Transportes y Acarreo:	\$ 3.673.025.94
Equipos y arquileres:	\$ 2.285.146.53
Imprevistos:	\$ 6.121.709.50
Subtotal de Obra:	\$ 136.514.130.74
Diseño y Planos Formales (para permisos):	\$ 9.009.932.53
Permisos de Construcción (CPA-APC, MUNI):	\$ 1.774.683.70
Administración:	\$ 13.651.413.07
GRAN TOTAL DE OBRA:	\$ 160.950.160.14
	\$ 290.000.29
Área de Remodelación (m2):	454.30
Costo x m2:	\$ 332.336.66
	\$ 598.60

Apéndice N°4. Diagrama de Gantt, primera versión.

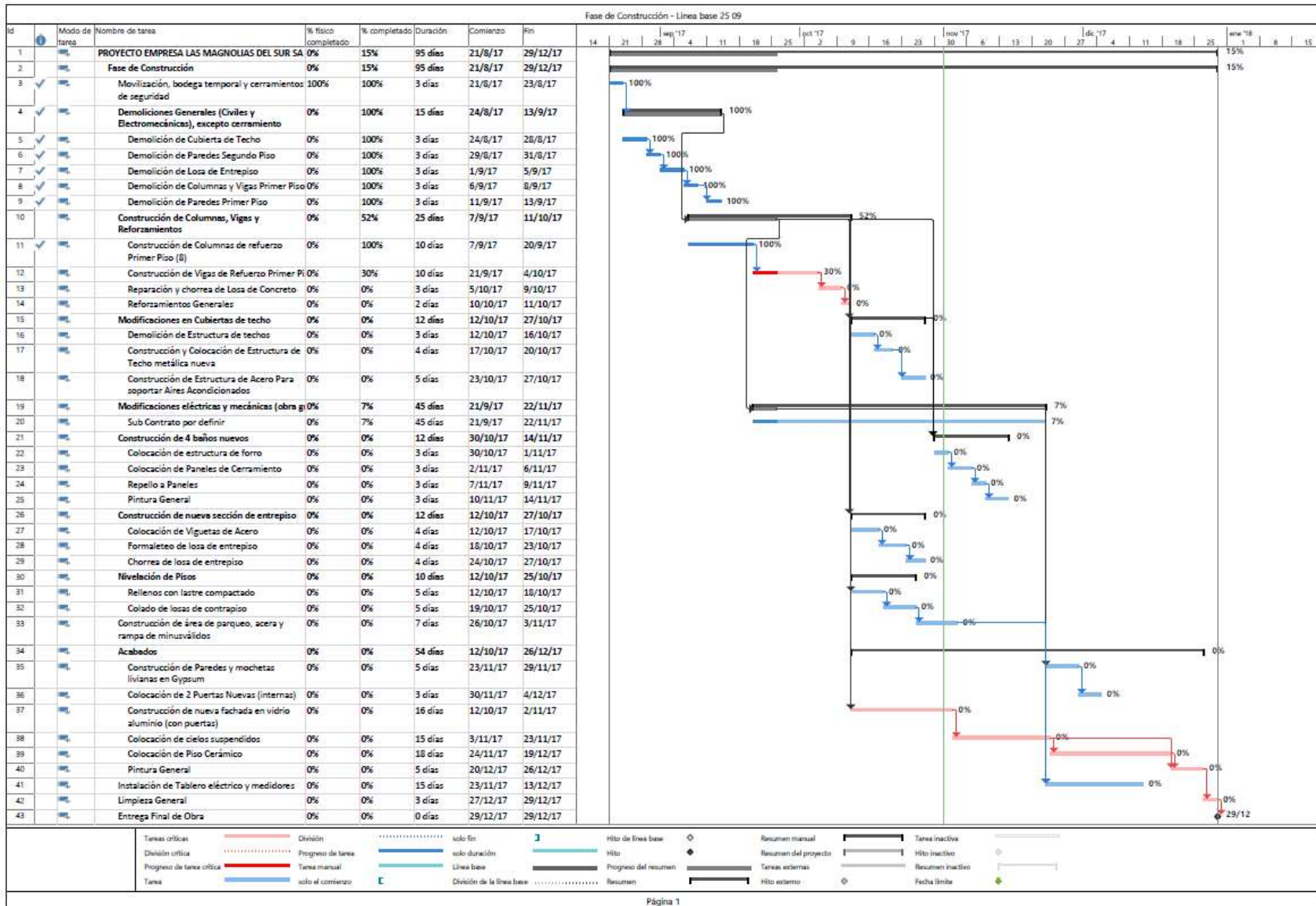


Apéndice N°5. Diagrama de Gantt para control de obra.

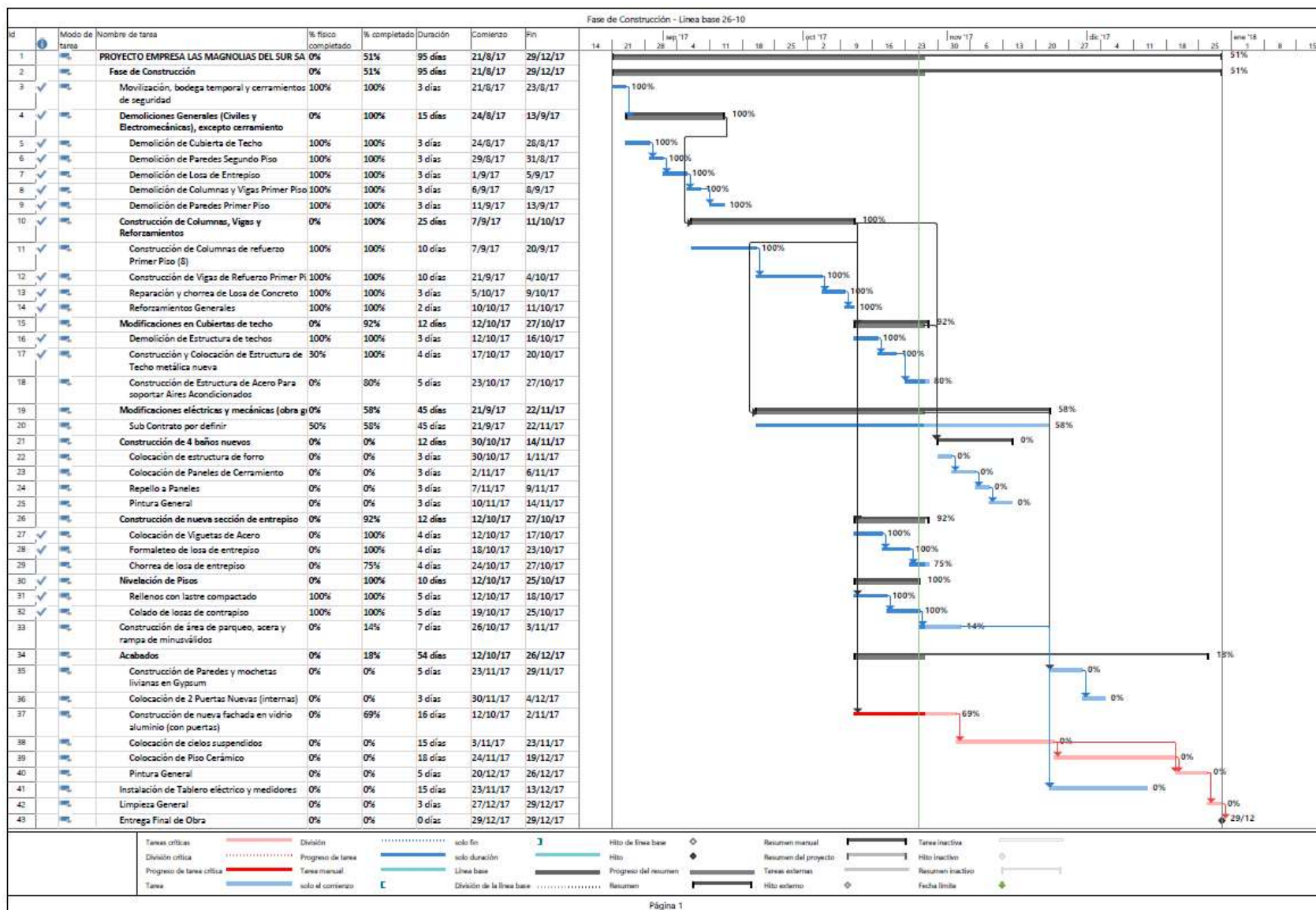




Apéndice N°6. Diagrama de Gantt 25-09-2017



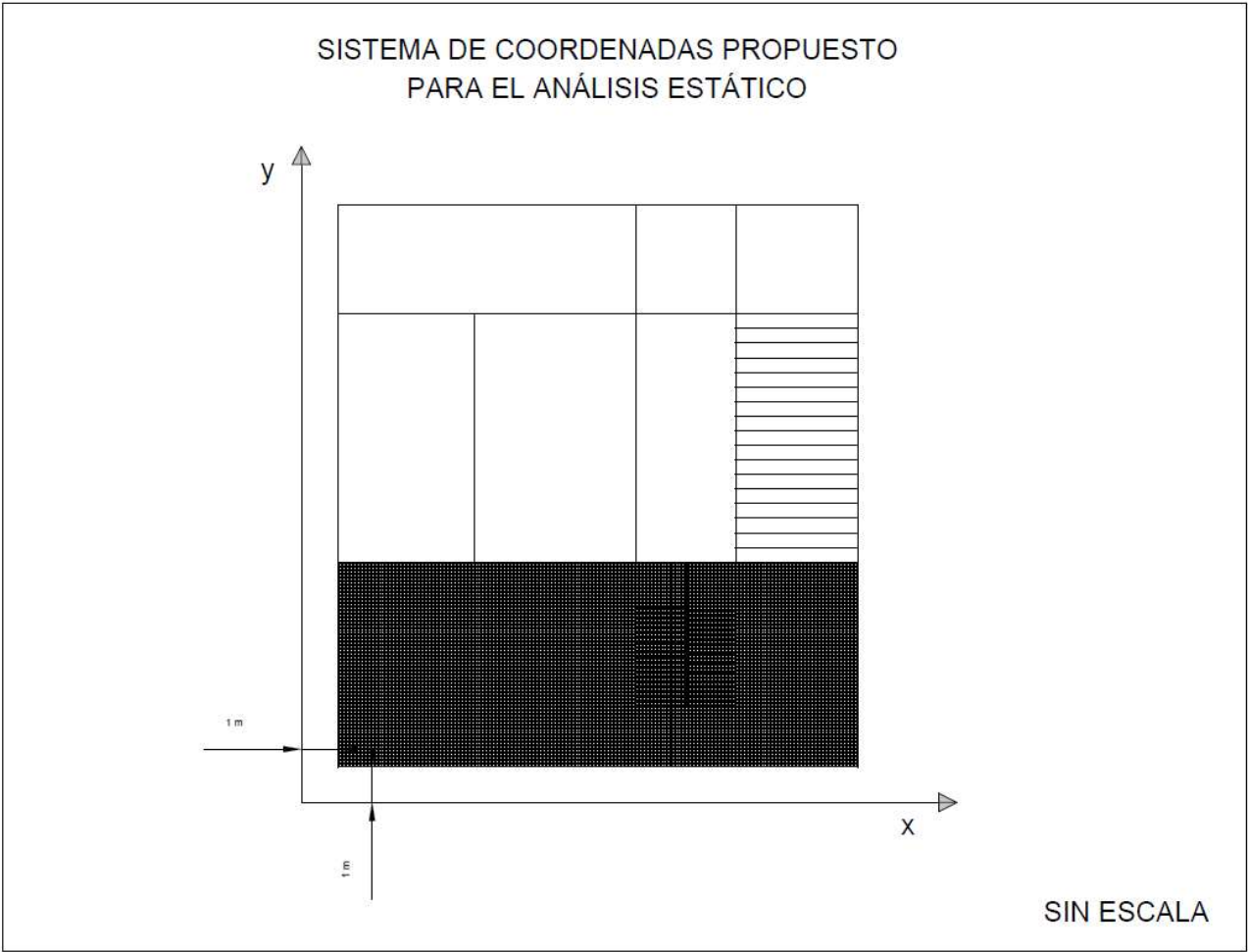
Apéndice N°7. Diagrama de Gantt 26-10-2017



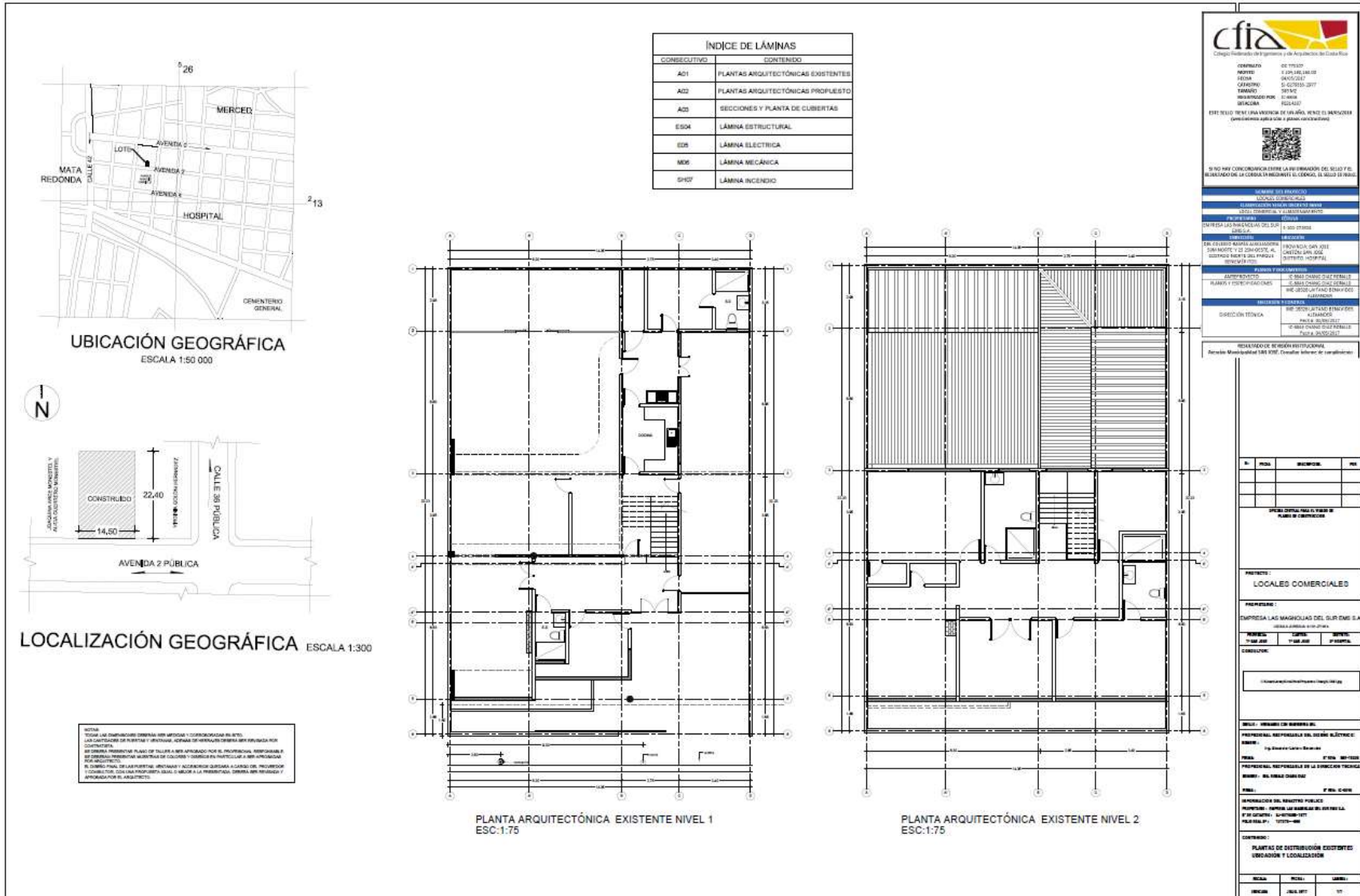
# Anexos

- 1) Anexo N°1. Sistema de coordenadas propuesto para el análisis estático.
- 2) Anexo N°2. Juego de planos completos tasados por el Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos.
- 3) Anexo N°3. Informe de laboratorio de pruebas no destructivas (esclerómetro).
- 4) Anexo N°4. Informe de pruebas al concreto fresco (falla de cilindros).
- 5) Anexo N°5. Fotografías del proceso constructivo hasta el día 26/10/2017.

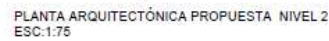
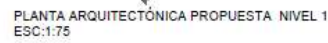
Anexo N°1. Sistema de coordenadas propuesto para el análisis estático.



Anexo N°2. Juego de planos completos tasados por el Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos.







## PUERTAS

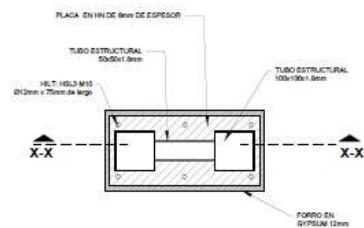
## PUERTAS

[illegible][illegible][illegible]

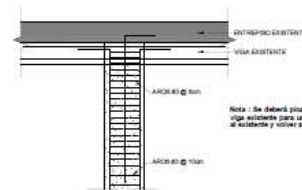


PLANTA DE UBICACIÓN DE COLUMNAS Y PLACAS NIVEL 1  
ESC:1:75

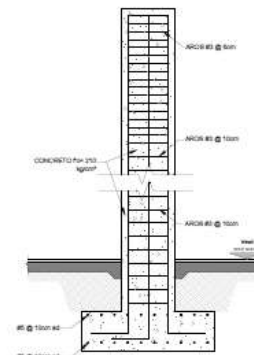
PLANTA DE COLUMNAS NIVEL 2  
ESC:1:75



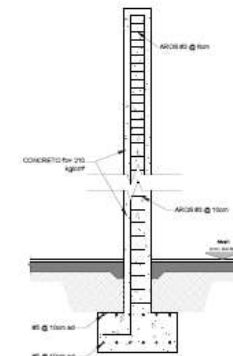
DETALLE DE COLUMNA DE-02  
ESC:1:10



DETALLE UNIÓN DE VIGA DE ENTREPISO EXISTENTE  
CON CONLUMNA A CONSTRUIR DE-04  
ESC:1:15



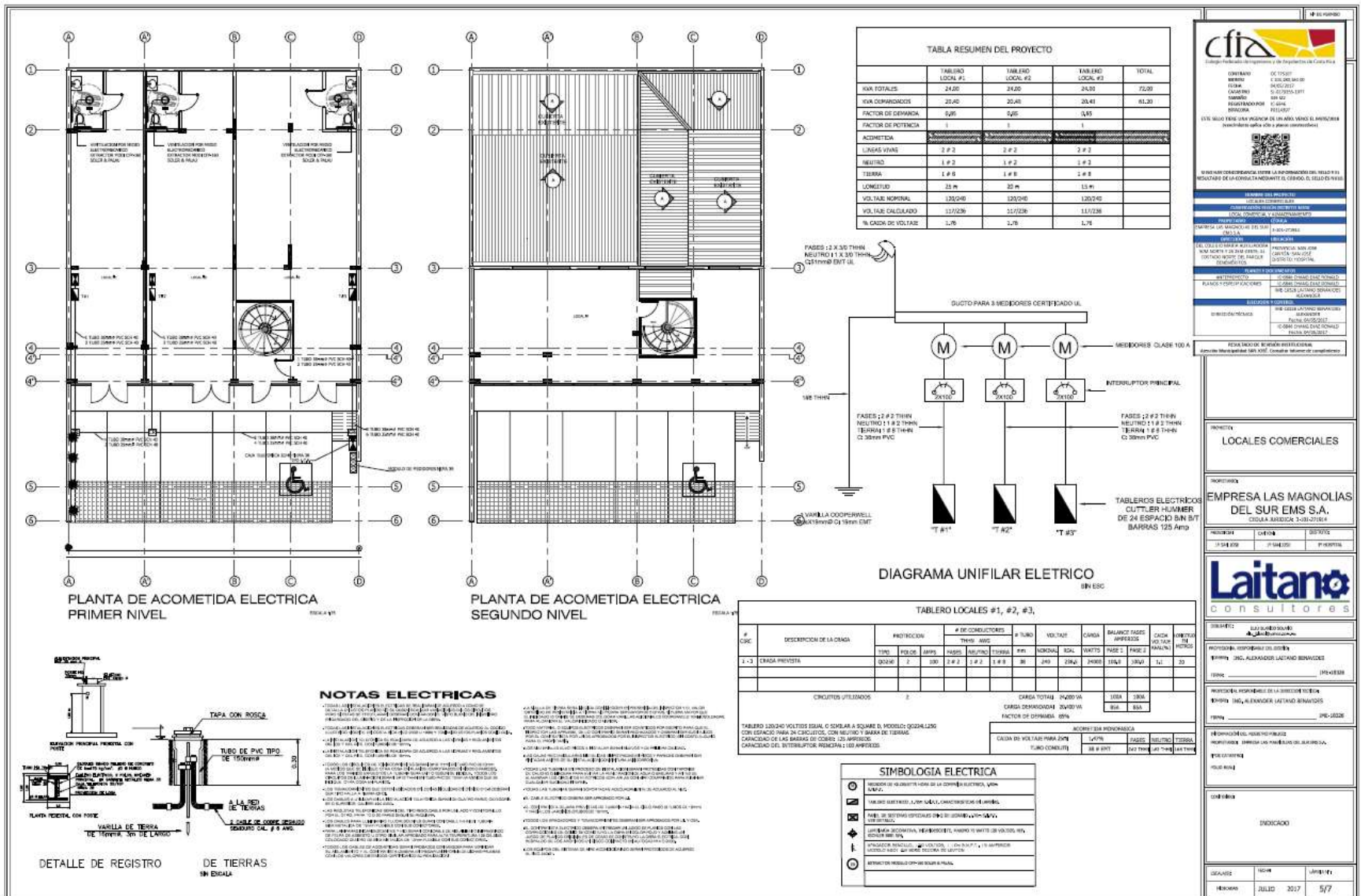
DETALLE DE COLUMNA DE-03  
ESC:1:15

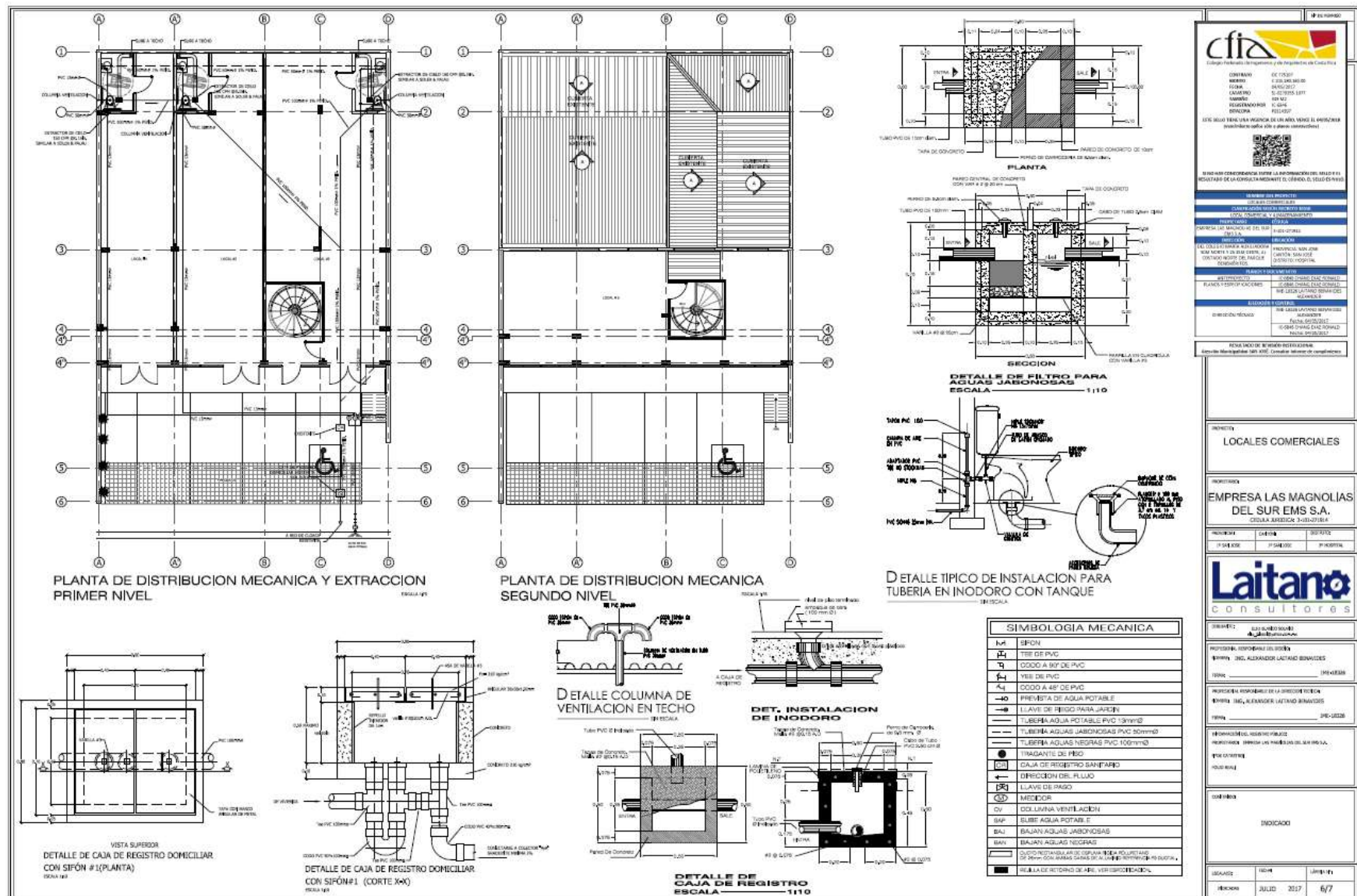


DETALLE DE COLUMNA DE-03  
ESC:1:15

[illegible]











Anexo N°3. Informe de laboratorio de pruebas no destructivas (esclerómetro).

<b>Su proyecto en suelo firme</b>		Acreditada INTE ISO/IEC 17025 INTE ISO/IEC 17020 Alcance LE-045 y CI-025 Ver alcance en <a href="http://www.cyt.cr">www.cyt.cr</a>	
<b>INFORME DE ENSAYO</b> Pág. 1 de 4 Inf. # 2017-08-6188			
<b>Ciente:</b>	HERMANOS CDH INGENIERIA SOCIEDAD DE RESPONSABILIDAD LIMITADA	<b>Informe:</b>	2017-08-6188
<b>Fecha:</b>	29/08/2017		
<b>Dirigido a:</b>	SR. FRANZ ALEJANDRO AGUILAR ALVARADO		
<b>Con copia a:</b>	NO APLICA		
<b>Proyecto:</b>	EDIFICIO DE 2 PISOS, HOSPITAL, HOSPITAL, SAN JOSE, SAN JOSE		
<b>Fecha de Muestreo:</b>	28/08/2017		
<b>Procedimiento y Plan de Muestreo:</b>	No aplica		
<b>Descripción de las Muestras:</b>	Esclerómetro		
<b>Identificación de la muestra LB:</b>	116064		
<b>Procedencia de las Muestras:</b>	Columnas 1er nivel (M#1 y M#2), Viga entrepiso 2do nivel (M#3), Entrepiso (M#4).		
<b>Fecha Recepción de las Muestras:</b>	28/08/2017	<b>Técnico (s):</b>	182
<b>Lugar de realización de los ensayos:</b>	Laboratorio central		
<b>Fecha de ejecución de los ensayos:</b>	28/08/2017		
<b>Finalidad de los Ensayos:</b>	Determinar la resistencia aproximada a la compresión por medio del esclerómetro de acuerdo a la norma ASTM C-805		
<p>Los resultados que se presentan a continuación se refieren únicamente a las muestras ensayadas y/o pruebas de campo realizadas y al momento y condiciones en que se realizaron los ensayos.</p> <p>El Informe de Ensayo no es válido sin la firma respectiva de aprobación. No se permite la reproducción parcial del Informe de Ensayo sin previa autorización escrita de Castro &amp; De la Torre.</p>			
<b>FUNDADA EN 1963</b> Tel: 2232 2273 - Fax: 2296 0076 correo-e: <a href="mailto:info@cyt.cr">info@cyt.cr</a> <a href="http://www.cyt.cr">www.cyt.cr</a>		 <b>Castro &amp; De la Torre</b> INGENIEROS CONSULTORES	

## INFORME DE ENSAYO

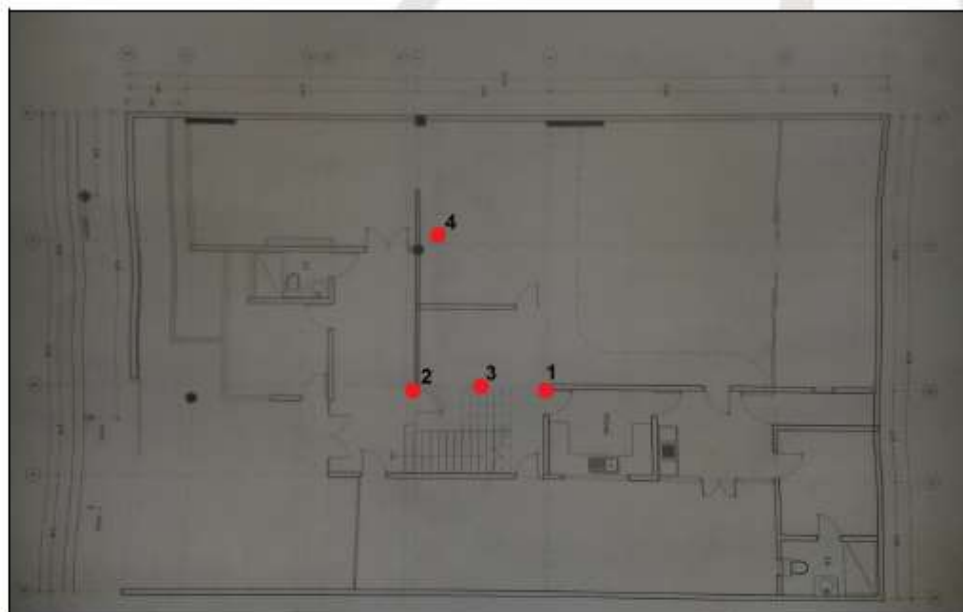
Pág. 2 de 4  
Inf. # 2017-08-6188

### RESULTADOS DE LOS ENSAYOS:

Tabla #1: Resistencia aproximada a la compresión determinada por medio de esclerómetro.  
Norma Internacional: ASTM-C-805.

Muestra #	Día en que se efectuó la prueba	Resistencia (kg/cm <sup>2</sup> )	Edad (días)	Ubicación de la prueba:
1	28/08/2017	246	28+	Columnas 1er nivel
2	28/08/2017	246	28+	Columnas 1er nivel
3	28/08/2017	176	28+	Viga entrepiso 2do nivel
4	28/08/2017	267	28+	Entrepiso

### Croquis



**FUNDADA EN 1963**  
Tel: 2232 2273 - Fax: 2296 0076  
correo-e: info@cyt.cr  
www.cyt.cr





# Anexo N°4. Informe de laboratorio de pruebas de resistencia a la compresión por esclerómetro



*Su proyecto en suelo firme.*

Informe N°:  
**2017-10-7656**

Página 1 de 1



Fecha 24/10/2017

## ENSAYO DE COMPRESION A TESTIGOS DE CONCRETO

Muestreo: INTE 06-01-05-2011 (ASTM C 172), Documento interno IT-17

Equipo: Prensa Hidráulica CT-56

Moldeo: INTE 06-01-08-2011 (ASTM C 31), Documento interno IT-03

Determinación de la resistencia a la compresión: ASTM C 39, Documento Interno IE-03

A Petición de SR. FRANZ ALEJANDRO AGUILAR ALVARADO  
De: HERMANOS CDH INGENIERIA SOCIEDAD DE RESPONSABILIDAD LIMITADA  
Proyecto 37 236 EDIFICIO DE 2 PISOS, HOSPITAL, HOSPITAL, SAN JOSE, SAN JOSE

CIL	Edad (Días)	Fecha Falla	Carga (N)	D. (mm)	L. (mm)	Area (mm²)	Esfuerzo de compresión, MPa (kg/cm²)		Tipo de Falla
							Ruptura	Prob. a 28 d.	
Fecha Moldeo	26/09/2017	Sucursal: San José	Prensa: CT-56		Rev. (mm.)	90,0	Esfuerzo solicitado MPa (kg/cm²)		20,60 (210)
Localización	PLACAS AISLADAS ENTRE EJES A-D-1, NIVEL -0,30.								
1	7	03/10/2017	191 015	101,6	203,2	8 107	23,6 (240)	36,2 (370)	4
2	14	10/10/2017	238 019	101,6	203,2	8 107	29,4 (299)	35,8 (365)	4
3	28	24/10/2017	337 622	100,4	203,2	7 916	42,7 (435)	— —	4
4	28	24/10/2017	339 512	100,4	203,2	7 916	42,9 (437)	— —	4

Observaciones: Se estima el valor de Incertidumbre de medición del ensayo y se encontró que las diferencias dadas entre dos resultados individuales cumplen con los requisitos de normas. El Informe de ensayo no es válido sin la firma de aprobación. No se permite la reproducción parcial del informe sin autorización por escrito de Castro & De la Torre S.A. El esfuerzo de compresión probable a 28 d. se proyecta a partir de la edad de falla bajo la suposición de crecimiento de resistencia con base en cementos y aditivos de comportamiento estándar, los que pueden no ser representativos de este ensayo.

Cilindros hechos por C&T

Unidades: Los valores expresados en unidades que no pertenecen al SI son aproximados  
Nomenclaturas: CIL = Cilindro, Rev = Revenimiento, D = Diámetro, L=Longitud

Atentamente:  
Ing. Claudio Eugenio Araya

Anexo N°5. Fotografías sobre el proceso constructivo de la remodelación











































# Referencias

- ACI Committee 318. (2014). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14). 2da Reimpresión. Editorial American Concrete Institute.
- ACI Committee 315. (1999). Details and Detailing of Concrete Reinforcement (ACI 315-99).
- Aguilar Alvarado, F. A., Chaves Martínez, K., & Montenegro Méndez, M. (12 de junio de 2017). *ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y DISEÑO DEL NUEVO EDIFICIO DE ADMINISTRACIÓN SUPERIOR*. Cartago, Costa Rica.
- Botero, L. F. (2002). Análisis de Rendimientos y Consumos de mano de obra en actividades de construcción. *Revista Universidad EAFIT*.
- Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica. (2010). *Código Sísmico de Costa Rica*. Editorial Tecnológica de Costa Rica. San José, Costa Rica.
- Computers and Structures Incorporation. (s.f.). SAP2000, *Información general*. España. Recuperado el 03 de agosto, 2017 de <http://www.csiespana.com/software/2/sap2000>
- Consuegra, J. G. (2010). *Presupuesto de Construcción* (Segunda ed.) Bogotá
- Crisafulli, F. (2014). *Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero*. Asociación Latinoamericana del Acero. 4ta Edición. Mendoza, Argentina.
- Cuevas, O. M. (s.f.). *Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado* (Cuarta ed.). México: Limusa Noriega. Recuperado el 07 de agosto de 2017.
- Formación Profesional.info (abril de 2015). *Guía Básica de MS Project 2013 para la dirección de proyectos*.
- Fratelli, M. G. (1996). *Diseño Estructural en Concreto Armado*. Venezuela. Recuperado el 07 de agosto de 2017.
- Hernández, E. *Integrated Software for Structural Analysis & Design* (Software Integrado para el Análisis y Diseño Estructural.)
- Laboratorio de Ingeniería Sísmica. (2011). ¿Qué es la sismorresistencia? Universidad de Costa Rica. San José, Costa Rica. Recuperado el 08 de marzo, 2017 de <http://www.lis.ucr.ac.cr/index.php?id=27>
- MacGregor, James K. Wight. 5th ed. 2009. Recuperado el 07 de agosto de 2017 de <http://www.lis.ucr.ac.cr/index.php?id=27>
- McCormac, J. C. (2002). *Diseño de concreto reforzado* (Cuarta Edición ed.). Recuperado el 10 de agosto de 2017.
- Montoya, A. M. (2014). Rendimiento de mano de obra en la construcción de viviendas en el distrito de Cajamarca en la partida: construcción de muros y tabiques de albañilería. Perú.
- Nawy, E. G. (2005). *Reinforced concrete: A fundamental approach* (Fifth Edition ed.). United States. Recuperado el 10 de agosto de 2017.
- Nilson, A. H. (2001). *Diseño de Estructuras de Concreto* (Duodécima edición ed.). Colombia. Recuperado el 10 de agosto de 2017.
- Parajeles, E. A. (Diciembre de 2011). *Herramienta para la estimación de costos en la construcción de viviendas para la empresa Fomento Urbano S.A.* Cartago, Costa Rica.

- Rodríguez, R. M. (2007). Rendimientos de la mano de obra por horas-hombre en el área de construcción de viviendas para la empresa constructora MAVACON. Cartago.
- Salas, M. P. (2017). Análisis modal espectral. Teoría y Aplicación con SAP2000. San José, San José, Costa Rica.
- Salas, M. P. (2017). Modelación en SAP 2000 - 3D. Marco. San José, San José, Costa Rica.
- Santana, G. (2011). Concreto Estructural Comportamiento y diseño. Costa Rica. Recuperado el 15 de agosto de 2017.
- Serrano, J. O. (2014) Análisis de rendimientos y productividad de mano de obra para la empresa La Puerta del Sol Equipo Constructor S.A. Cartago, Costa Rica. Recuperado el 07 de setiembre de 2017.
- Wight, James K. Reinforced concrete: mechanics and design / James K. Wight. F.E. Richart, Jr. James G. Macgregor. 6<sup>th</sup> ed. p. cm. Rev. ed. of : Reinforced concrete / James G.
- Aguilar Alvarado, F. A., Chaves Martínez, K., & Montenegro Méndez, M. (12 de Junio de 2017). ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y DISEÑO DEL NUEVO EDIFICIO DE ADMINISTRACIÓN SUPERIOR. Cartago, Costa Rica.